

Experimentación y modelación constitutiva de arcillas anisotrópicas y su aplicación en monopiles

Disertación por
José Alejandro Duque Felfle

Enviado a la oficina de posgrados de la Universidad del Norte en
cumplimiento parcial de los requisitos para el grado de

Magíster en Ingeniería Civil

Mayo de 2018

Director
Dr.-Ing. William Mario Fuentes Lacouture

"Fascinado por una realidad inmediata que entonces le resultó más fantástica que el vasto universo de su imaginación, perdió todo interés por el laboratorio de alquimia, puso a descansar la materia extenuada por largos meses de manipulación, y volvió a ser el hombre emprendedor de los primeros tiempos que decidía el trazado de las calles y la posición de las nuevas casas, y se determinó que fuera él quien dirigiera la repartición de la tierra." Cien años de soledad, Gabriel García Márquez.

Agradecimientos

Expreso mis más sinceros agradecimientos al Dr. William Fuentes, la culminación exitosa de esta tesis no hubiera sido posible sin sus valiosos aportes y dedicación. Su ánimo y alto nivel de competencia realmente fueron de gran ayuda a lo largo de la investigación, motivándome siempre a dar lo mejor de mí.

También agradezco Dr. Vicente Mercado por todas sus asesorías y enseñanzas a lo largo de mi formación ingenieril. A mis compañeros de trabajo en los laboratorios, María De la Ossa, José Salcedo y Mateo Muñoz, los cuales siempre estuvieron dispuestos a colaborarme a lo largo del proceso experimental de esta investigación. A mis padres, por todo su apoyo y motivación durante esta fase. Finalmente, a Dios, dador de la vida que me permite cada día cumplir mis metas y aspiraciones.

Tabla de contenido

Resumen	6
1. Introducción.....	7
2. Objetivos	8
2.1. Objetivo General	8
2.2. Objetivos específicos	8
3. Estado del arte	9
3.1. Experimentación con arcillas.....	14
3.2. Ecuación de la Rigidez elástica anisotrópica	15
4. Modelos hipoplásticos para arcillas y extensión con Intergranular Strain Anisotropy - ISA	17
4.1. Modelo hipoplástico isotrópico (MAŠÍN D. , 2005)	17
4.2. Modelo hipoplástico anisotrópico (MAŠÍN D. , 2015).	20
4.3. Extensión con Intergranular Strain Anisotropy – ISA	24
5. Experimentos con Caolín anisotrópico	26
5.1. Material seleccionado para los experimentos	26
5.2. Análisis químico	26
5.3. Preparación de las muestras.....	27
5.4. Gravedad específica	31
5.5. Granulometría por lavado e hidrómetro	32
5.6. Límites de Atterberg	32
5.7. Clasificación del Caolín según la USCS	34
5.8. Compresión inconfiada.....	36
5.9. Consolidación.....	39
5.10. Permeabilidad	41
5.11. Corte directo.....	43
6. Simulación de los resultados experimentales con el modelo hipoplástico para arcillas isotrópicas (Mašín, 2005)	45
7. Simulación de un problema de capacidad portante con los resultados del modelo de (Mašín, 2005)	49

8.	Simulaciones con el modelo hipoplástico para arcillas anisotrópicas con ISA (AHP+ISA)	51
9.	Aplicación del modelo AHP+ISA en pilotes	62
10.	Conclusiones.....	70
11.	Limitaciones	71
12.	Referencias	72

Resumen

Las observaciones experimentales indican que el comportamiento mecánico de las arcillas no solo depende de los esfuerzos y la relación de vacíos, sino también de la anisotropía inducida e inherente. Esta última corresponde a la obtenida durante el proceso de sedimentación del material. Durante esta investigación se analiza la influencia de la anisotropía inherente en el comportamiento mecánico de las arcillas mediante ensayos experimentales y simulaciones con modelos constitutivos hipoplásticos.

La investigación fue desarrollada en 3 fases, en la primera se estudió el comportamiento de la anisotropía inherente de una arcilla tipo Caolín. Ésta se preparó con un método que permite producir muestras con ejes de sedimentación vertical y horizontal. Posteriormente las muestras fueron ensayadas con tests oedométricos, de permeabilidad, compresión inconfiada, y corte directo. Los resultados fueron simulados con el modelo hipoplástico para arcillas de (MAŠÍN D. , 2005). Mediante las simulaciones, los parámetros que dependen de la anisotropía inherente fueron identificados, y se evaluó el desempeño del modelo mediante simulaciones de distintas muestras con ejes de sedimentación horizontal y vertical.

En la segunda fase, se implementaron los resultados experimentales de las muestras de arcilla anisotrópica reportadas por (Wichtmann & Triantafyllidis, 2017), las cuales fueron ensayadas mediante ensayos oedométricos, triaxiales no drenados monotónicos y triaxiales cíclicos tanto para muestras con dirección de sedimentación vertical como horizontal. Con estos resultados, se implementó el modelo hipoplástico para arcillas anisotrópicas de (MAŠÍN D. , 2015). El modelo publicado contempla un componente hipoplástico desarrollada por el mismo autor y una componente de deformación intragranular propuesta por (Niemunis & Herle, 1997). Al ver los resultados de este modelo se encontró que presenta algunos problemas ante cargas cíclicas. Por esto, se propuso extender el modelo con la teoría de Intergranular Strain Anisotropy (ISA) propuesta por (Fuentes & Triantafyllidis, 2015). Con este nuevo modelo, se obtuvieron resultados satisfactorios capaces de captar perfectamente el efecto de las cargas cíclicas y la anisotropía.

En la tercera fase, se empleó el modelo extendido con ISA, en la simulación de un pilote bajo cargas verticales y horizontales, en el cual se analizó el efecto de la anisotropía en el comportamiento de la estructura. Los resultados mostraron que el efecto de la anisotropía no se puede despreciar. Finalmente, se presentan las conclusiones acerca del modelo extendido y algunas recomendaciones.

1. Introducción

Uno de los aspectos más importantes de la ingeniería geotécnica es conocer el comportamiento mecánico del suelo en que se apoyan las estructuras. Para los suelos arcillosos, una característica que puede influir notablemente en su comportamiento mecánico es la anisotropía. Esta es difícil de definir, pero se entiende como la variable que explica la dependencia del comportamiento mecánico con respecto a la dirección de carga, debido al arreglo interno entre las partículas del material. Algunos autores han demostrado que la anisotropía incide en algunas propiedades mecánicas tales como la resistencia, rigidez y permeabilidad del material (Ward, Marsland, & Samuels, 1965) (Menzies & Arthur, 1972) (Oda, 1972) (Bjerrum, 1973) (Phillips & Arthur, 1975) (Chua, Dunstan, & Arthur, 1977) (Hight, Bond, & Legge, 1992) (Jardine & Zdravkovic, 1997) (Zdravkovic & Jardine, 2000) (Kuwano & Jardine, 2002) (Nishimura S. , 2005) (Brosse, 2012). A pesar de esto, esta variable por lo general no se tiene en cuenta en los cálculos convencionales en geotecnia.

Entre las investigaciones más relevantes que consideran la anisotropía se destacan la realizada por (Lo, 1965), el cual analizó la estabilidad de taludes en suelos anisotrópicos, en los cuales obtuvo diferentes factores de seguridad dependiendo si el material era isotrópico o anisotrópico. (Meyerhof, 1978) estudió la capacidad portante de suelos anisotrópicos, en los cuales el ángulo de fricción interna variaba según los ejes de sedimentación. Por otro lado, (Siddiquee, Tanaka, Tatsuoka, Tani, & Morimoto, 1999) mostraron como se obtenían valores distintos de capacidad portante también si no se consideraba la anisotropía (entre otros factores) en la ecuación general de capacidad portante. (Smith, 1992) estudió la compresibilidad de arcillas bajo diferentes condiciones de esfuerzos causados por la rotación del material y encontró una variación significativa la resistencia al corte no drenado de las muestras con distinta dirección de sedimentación. (Burland, Longworth, & Moore, 1977) analizaron el comportamiento causado por excavaciones profundas con la arcilla de Oxford, la cual presenta propiedades anisotrópicas, evaluando la condición más crítica en los diseños de estabilidad y en excavaciones (horizontal o vertical). En cuanto a los estudios de arcillas en pequeños rangos de deformaciones ($<10^{-3}$ %), (Pierpoint, 1996) y (Pennington, 1999) concluyeron que la anisotropía tiene un rol significativo en la rigidez del material y en su asentamiento (Lee & Rowe, 1989). En cuanto a las modelaciones, (Jardine J. , 1991) demostró mediante simulaciones que en la construcción de terraplenes de suelos arenosos el material giran continuamente, lo que varía su ángulo de deposición α , ver Figura 1.

Si no se considera la anisotropía al determinar los parámetros de resistencia, rigidez y permeabilidad de las arcillas, se pueden incidir en un error significativo. La gran

mayoría de los estudios mencionados anteriormente fueron realizados para arenas, y existe poca investigación en arcillas, y aún menos en modelación constitutiva de arcillas anisotrópicas. Ante esto, se hace necesario realizar investigaciones en que se determinen e identifiquen la relevancia del comportamiento anisotrópico en los parámetros de suelos arcillosos y su repercusión sobre la modelación de diversas estructuras geotécnicas. Finalmente se hace relevante probar los modelos hipoplásticos más robustos que consideren un tensor de rigidez anisotrópico, para analizar qué tan bueno es su desempeño y en caso de que no sea el mejor, proponer soluciones.

La notación para esta investigación es la siguiente: cantidades escalares se denotan con cursiva (ej. a , b), vectores con cursiva en negrillas (ej. \mathbf{a} , \mathbf{b}), tensores de segundo orden con negrilla si cursiva (ej. \mathbf{A} , $\boldsymbol{\sigma}$), y tensores de cuarto orden con negrillas y cursiva (ej. \mathbf{E} , \mathbf{L}). Los tensores con índices se denotarán con sus respectivos índices (ej. A_{ij} , σ_{ij}). La multiplicación con dos puntos, se denotará como “.” (ej. $\mathbf{A}:\mathbf{B} = A_{ij}B_{ij}$). Cuando el símbolo es omitido, se entenderá que es el producto diádico (ej. $\mathbf{AB} = A_{ij}B_{kl}$).

2. Objetivos

2.1. Objetivo General

Evaluar la anisotropía de unas arcillas tipo Caolín en su comportamiento mecánico por medio de experimentación y modelación constitutiva y analizar su desempeño en la simulación de un pilote con carga vertical e inclinada.

2.2. Objetivos específicos

- Establecer un método de preparación de muestras de arcillas anisotrópica tipo Caolín
- Realizar ensayos de corte, consolidación y permeabilidad del Caolín para determinar sus parámetros y establecer la importancia de la anisotropía en ellos.
- Analizar el desempeño del modelo propuesto por (MAŠÍN D. , 2015), el cual incluye rigidez anisotrópica y extenderlo en caso de ser necesario.
- Aplicar un modelo hipoplástico anisotrópico en la simulación de un pilote sometido a cargas horizontales y verticales.

3. Estado del arte

Un material anisotrópico es aquel que presenta propiedades mecánicas, como lo son la resistencia, rigidez y la permeabilidad, que dependen de la dirección relativa a la dirección de sedimentación. Este efecto se observa principalmente en las arcillas, debido a que presentan una estructura laminar. En materiales arcillosos sedimentarios este efecto se magnifica debido a que la consolidación del material se da en la misma disposición de la gravedad (Brosse, 2012). La relevancia de la anisotropía en problemas geotécnicos ha sido estudiada recientemente y entre las investigaciones realizadas se destacan las hechas por (Ward, Marsland, & Samuels, 1965) (Menzies & Arthur, 1972) (Oda, 1972) (Bjerrum, 1973) (Phillips & Arthur, 1975) (Chua, Dunstan, & Arthur, 1977) (Hight, Bond, & Legge, 1992) (Jardine & Zdravkovic, 1997) (Zdravkovic & Jardine, 2000) (Kuwano & Jardine, 2002) (Nishimura S. , 2005) (Brosse, 2012).

La anisotropía puede ser de dos tipos: la primera es la inducida por la aplicación de esfuerzos o deformaciones, y se aprecia principalmente en el rango plástico del material. La segunda es la anisotropía inherente, la cual es causada por la dirección de la consolidación del material (Casagrande & Carrillo, 1944), este efecto es crucial en el rango elástico del material pero puede también incidir en el componente plástico. Cuando se estudia el efecto de la anisotropía se hace relevante analizar dos parámetros fundamentales: el ángulo de la dirección de carga con respecto a la dirección de sedimentación (α), que hace referencia al ángulo de inclinación entre el esfuerzo principal y la vertical, ver

Figura 1; y el parámetro b que representa el efecto de esfuerzos intermedios (Ecuación (1)). Los rangos de las deformaciones comúnmente analizados se aprecian en la Figura 2.

$$b = \frac{\sigma_2 - \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \quad (1)$$

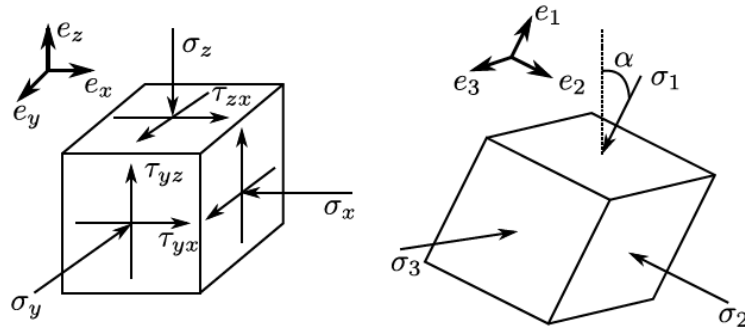


Figura 1. Esquema de los parámetros que pueden ser usados para definir los estados de esfuerzos de una partícula (Brosse, 2012). Izquierda) esfuerzos normales y cortante, Derecha) esfuerzos principales y sus direcciones.

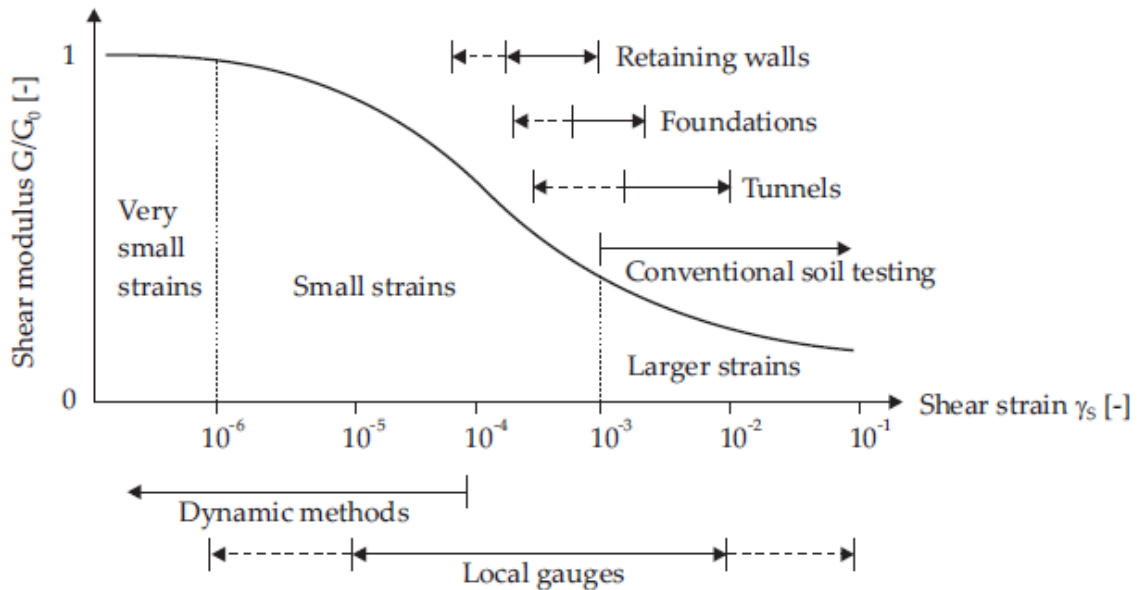


Figura 2. Características de rigidez-deformación en suelos, y rangos típicos de deformación obtenidos en ensayos de laboratorio y estructuras geotécnicas (Benz, 2007).

Ante la dependencia de los parámetros del material con la orientación en la que se obtienen, se han realizado investigaciones experimentales y de modelaciones, para ver el efecto de la anisotropía en la respuesta del material. Uno de los primeros investigadores en estos temas fue (Lo, 1965), quien realizó una investigación sobre la estabilidad de taludes en dos condiciones, la primera considerando el suelo como si fuera isotrópico, y una segunda, considerando el suelo como si fuera anisotrópico (con distintos parámetros horizontales y verticales). En esta investigación se compararon ambos casos y se observó que hay una variación considerable en los factores de seguridad si se considera este efecto. Por otro lado, (Al-Karni & Al-Shamrani, 2000), también estudió el efecto de la anisotropía en la estabilidad de

taludes. Para esto, implementó parámetros distintos para cada dirección de consolidación, e implementó el método de las dovelas y encontró diferencias en la estabilidad del sistema cuando se considera o no la anisotropía.

Otros investigadores destacados que han analizado la importancia de la de anisotropía son (Meyerhof, 1978), el cual estudió el comportamiento de la capacidad portante de suelos anisotrópicos, cuyo valor varía considerablemente con la dirección analizada. Por otro lado, (Siddiquee, Tanaka, Tatsuoka, Tani, & Morimoto, 1999) mostraron como se obtenían valores distintos de ángulo de fricción interna si no se consideraba la anisotropía (entre otros factores) en la ecuación de capacidad portante. (Smith, 1992) investigó la compresibilidad de arcillas bajo diferentes condiciones de esfuerzos causados por la rotación del material, (Burland, Longworth, & Moore, 1977) analizó el comportamiento causado por excavaciones profundas con la arcilla de Oxford la cual presenta propiedades anisotrópicas. (Pierpoint, 1996) y (Pennington, 1999) investigaron el comportamiento de arcillas en el rango de pequeñas deformaciones, en el cual la anisotropía juega un papel crucial en la rigidez del material, y por tanto en sus asentamientos (Lee & Rowe, 1989) (Hosseini, 2012).

(Benz, 2007) planteó un modelo matemático para entender la anisotropía desde el punto de vista de variaciones de esfuerzos y deformaciones, también presentó las consecuencias del tensor de rigidez anisotrópico en el comportamiento del material bajo pequeños rangos de deformaciones. Otro factor que se ha investigado es la importancia de la estructura resultante del suelo, luego de su proceso de sedimentación, ya que esto afecta directamente su comportamiento mecánico (Townsend, 1985) (Wesley, 1990) (Jardine J. , 1991).

En cuanto a la permeabilidad de las arcillas, (Basak, 1972) (Wesley, 1974) encontraron que al consolidar su caolín artificialmente, y hallar su coeficiente de consolidación horizontal y verticalmente, el horizontal era alrededor de dos a tres veces el coeficiente de permeabilidad vertical ($k_H > k_V$). Para arcillas, (Mitchell, 1972) preparó muestras de arcillas ligeramente sobre consolidadas, las cuales talló cuidadosamente en distintas direcciones y falló a corte no drenado, de estos ensayos encontraron que para cada dirección de corte (0° - 15° - 30° - 60° - 90°), se generan resistencias diferentes del material. También encontró que esta notable diferencia se reduce mucho cuando el suelo llega a un estado de normal consolidación (Nishimura S. , 2014d).

Uno de los factores estudiados para establecer la variación de la resistencia de los suelos es el deslizamiento del material al depositarse en las probetas y las temperaturas de ensayo (Gasparre M. , 2006). Por su parte, (Graham & houlby, 1983), investigó el comportamiento de arcillas ligeramente sobreconsolidadas, las

cuales generalmente presentan anisotropía debido a su modo de consolidación; en esta investigación se examinaron los cinco parámetros requeridos para explicar su comportamiento transversal isotrópico, también conocido como *cross-anisotropy*, de estos, solamente tres son medidos con triaxiales, los otros dos fueron propuestos razonablemente. Finalmente demostraron como estimar el comportamiento del material a través de variaciones de esfuerzos y deformaciones.

En el valor de la relación de Poisson también es distinto ante condiciones anisotrópicas (Bishop & Hight, 1977). Por otro lado, (Lings, Pennington, & Nash, 2000) investigó el efecto de la anisotropía en el módulo de elasticidad y de rigidez a cortante mediante triaxiales y estimaron los cinco parámetros de la matriz de rigidez anisotrópica para analizar su comportamiento, y fueron diferentes si se miden verticalmente y horizontalmente.

Entre los parámetros definidos para entender la rigidez anisotrópica está $\alpha^2 = \frac{E_{max,h}}{E_{max,v}}$, en la revisión de la literatura de (Vardanega & Bolton, 2013) se encuentran valores típicos de α entre 0,5 y 0,8. Esto indica que la rigidez vertical (en dirección a la sedimentación de las partículas) es mayor que la rigidez horizontal. Este mismo comportamiento se observa con el módulo de rigidez a cortante. Sin embargo, (Duncan & Seed, 1966) concluyó que dependiendo del tipo de arcilla, tanto C_u como E_h, E_v pueden aumentar o disminuir con el aumento de α .

Por otra parte, (Atkinson, Richardson, & Stallebrass, 1990) analizó el comportamiento de la arcilla sobre consolidada de Londres, en la cual encuentra que la relación esfuerzo-deformación es no lineal y depende de los estados e historia de esfuerzo (descritos por la razón de sobre consolidación, OCR). Los valores obtenidos en esta investigación, son similares a los reportados por (Atkinson, 1975) en investigaciones previas. En otra investigación, (Lings W., 2001), propone un gráfico 2D que muestra el estado de límite elástico y permite trazar los parámetros elástico que se hallen dentro de éste mismo, el gráfico 2-D permite mostrar materiales desacoplados e incompresibles, también encontró que la anisotropía no drenada es menor que la drenada (es más cercana a la condición isotrópica).

Por otro lado, (Burland, Rampello, Georgiannou, & Calabresi, 1996) estudiaron el comportamiento de cuatro arcillas distintas con ensayos oedométricos y triaxiales. Además, se compararon las condiciones inalteradas y reconstituidas del material. Todas las arcillas presentaron una pérdida de resistencia después del máximo esfuerzo cortante (estado post-pico). También encontraron una fuerte dependencia de la resistencia con el plano en el que se orienten las muestras ensayadas.

Con respecto a las arcillas de Londres, la cual es altamente anisotrópica, (Burland, 1990) encontró que la resistencia de las arcillas intactas es mayor que la resistencia remoldeada del mismo material. Todas las arcillas ensayadas presentaron un comportamiento frágil con la formación de superficies de cortante. El grado de no linealidad del comportamiento del suelo, depende de su composición y estado de alteración. Para estos casos, la rigidez a pequeñas deformaciones es útil para caracterizar este comportamiento no lineal del suelo (Viggiani & Atkinson, 1995) (Atkinson, 2000). Una investigación realizada por (Ratananikoma, Likitlersuang, & Yimsiri, 2012) de la arcilla de Bangkok, encontró que la rigidez de muestras talladas horizontal y verticalmente depende fuertemente del plano en el que se fallen las muestras ya que la sedimentación siempre se realiza verticalmente.

En arenas, (Jardine R. , 1992) (Hongman & Koseki, 2005) recomendaron para medir pequeñas deformaciones elásticas en suelos arenosos, el ensayo de cilindro hueco (hollow cylinder) y triaxiales cíclicos. Por otro lado, (Lade & Abelev, 2005) y (Blanc, Di Benedetto, & Tiouajni, 2011) mostraron la variación del ángulo de fricción al rotar las muestras con distintos ángulos de sedimentación. Con esto propusieron un modelo hipoplástico que capta todas las rotaciones del material (0° - 15° - 30° - 60° - 90°), que son valores comunes en túneles.

Para materiales granulares, (Hoque & Tatsuoka, 2004) realizaron una serie completa de ensayos triaxiales granulares, en los que estudiaron la anisotropía en rangos de pequeñas deformaciones. Por su parte, también para arenas (Bellotti, Jamiolkowski, Presti, & O'Neill, 1996) investigaron como la anisotropía variaba la propagación de ondas de compresión y cortante en el suelo. Encontraron una diferencia significativa, debido a la variación de la rigidez del material dependiendo de la orientación. Un enfoque más avanzado fue propuesto por (Yang, Li, & Yang, 2008), los cuales implementaron fotogrametría para analizar diferentes métodos de preparación de arenas cuantificado y comparando como la preparación de las muestras repercute el comportamiento mecánico del material. A pesar de que la anisotropía se presenta en materiales arenosos y arcillosos, posee un rol más significativo en arcillas (Clayton, 2011).

A pesar de todas las investigaciones, pocas han analizado el comportamiento de arcillas anisotrópicas con modelos hipoplásticos avanzados. En esta investigación se pretende realizar experimentos y simulaciones con los diferentes modelos hipoplásticos existentes, para probar su desempeño y en caso de requerirlo, realizarle extensiones.

3.1. Experimentación con arcillas

La literatura reporta algunos trabajos experimentales considerando la influencia de la anisotropía en suelos, ej. (Saada & Townsend, 1981) (Arthur, 1988) (Tatsuoka F., 1988) (Menkiti, 1995) (Zdravkovi, 1996). Las condiciones típicas para estos ensayos es la de α igual a 0° (la dirección de carga coincide con su eje de sedimentación) y α igual a 90° (la dirección de carga es perpendicular a su eje de sedimentación), ver Figura 3. Entre los ensayos más utilizados para estudiar la anisotropía se encuentran:

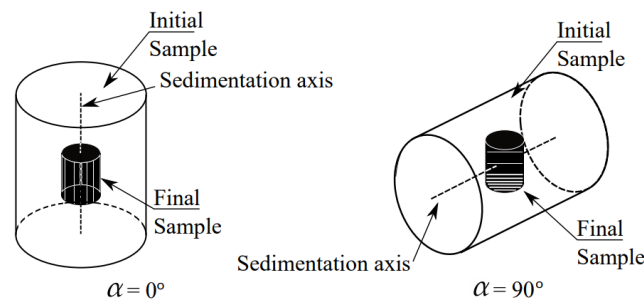


Figura 3. Esquematización del procedimiento para tomar muestras con diferente dirección de consolidación. Izquierda) Muestras con eje vertical de sedimentación $\alpha=0^\circ$. Derecha) Muestras con eje horizontal de sedimentación $\alpha=90^\circ$.

- **Triaxial:** Permite controlar dos de las componentes de esfuerzo. Entre las investigaciones realizadas con este equipo se destacan las realizadas por (Duncan & Seed, 1965) (Phillips & Arthur, 1975) (Saada & Townsend, 1981) (Kuwano, Connolly, & Jardine, 2000). Entre las conclusiones importantes que pudieron obtener con este test es la fuerte dependencia de los parámetros del suelo con la orientación de las partículas y que las condiciones de K_0 generales no aplican para suelos altamente anisotrópicos (Franzius, Potts, & Burland, 2005).
- **Corte directo simple:** Constituye uno de los ensayos típicos para la caracterización de los parámetros drenados y no drenados de los suelos. Entre las investigaciones realizadas con esta técnica se encuentran las reportadas por (Roscoe, 1953) (Bjerrum & Landva, 1966) (Menkiti, 1995). Generalmente se ejecuta con una variación del ángulo α a 90° . Con respecto a ensayos de corte directo simple en arcillas, (Airey & Wood, 1987) comparó las rupturas de las muestras y la repercusión de esto en su resistencia, además mostró que hay poca diferencia en el ángulo de fricción interna crítico bajo condiciones drenadas.

- **Hollow cylidner:** Este es el equipo más recomendado para medir la anisotropía. Ha sido empleado frecuentemente en investigaciones sobre la anisotropía desde los años 80's, principalmente en la Universidad Imperial College, Londres. Este equipo permite controlar y medir la rotación de los ejes principales del suelo mediante la aplicación de un par de torsión. Entre las investigaciones realizadas con esta metodología se encuentran las realizadas por (Arthur, 1988) (Menkiti, 1995).

A pesar de los distintos equipos y mediciones, la mayoría de los investigadores han llegado a la conclusión que los parámetros no drenados (C_u) disminuyen cuando aumenta el ángulo α y los parámetros drenados (c', ϕ') disminuyen o se mantienen invariantes cuando aumenta el ángulo α (Whittle, DeGroot, Ladd, & Seah, 1994) (Menkiti, 1995) (Zdravkovi, 1996) (Jardine & Zdravkovic, 1997) (Zdravkovic & Jardine, 2000) (Prashant, 2005).

3.2. Ecuación de la Rigidez elástica anisotrópica

Para entender el comportamiento anisotrópico de los suelos, se hace necesario plasmar una relación entre la variación de los esfuerzos y las deformaciones. Para un material elástico anisotrópico, la relación entre los incrementos de esfuerzos y deformaciones se pueden escribir de la siguiente manera:

$$\begin{Bmatrix} \delta\varepsilon_{xx} \\ \delta\varepsilon_{yy} \\ \delta\varepsilon_{zz} \\ \delta\gamma_{yz} \\ \delta\gamma_{zx} \\ \delta\gamma_{xy} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{1}{E_h} & \frac{-\mu_{hh}}{E_h} & \frac{-\mu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\mu_{hh}}{E_h} & \frac{1}{E_h} & \frac{-\mu_{vh}}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ \frac{-\mu_{hv}}{E_h} & \frac{-\mu_{hv}}{E_h} & \frac{1}{E_v} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{vh}} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{vh}} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{G_{hh}} \end{bmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} \delta\sigma_{xx} \\ \delta\sigma_{yy} \\ \delta\sigma_{zz} \\ \delta\tau_{yz} \\ \delta\tau_{zx} \\ \delta\tau_{xy} \end{Bmatrix}$$

Dónde:

E_v, E_h son el módulo de Young vertical y horizontal respectivamente.

μ_{vh} es la relación de Poisson por la deformación horizontal normal, causada por una deformación vertical impuesta.

μ_{vh} es la relación de Poisson por la deformación vertical normal, causada por una deformación horizontal impuesta.

μ_{hh} es la relación de Poisson por la deformación horizontal normal, causada por una deformación horizontal impuesta.

G_{vh} , G_{hh} son el módulo de rigidez a cortante vertical y horizontal respectivamente.

Sin embargo, (Love, 1927) demostró que bajo ciertas suposiciones, solo se requieren 5 parámetros para describir completamente el modelo anisotrópico si se asume las siguientes relaciones:

$$\frac{\mu_{vh}}{E_v} = \frac{\mu_{hv}}{E_h} \quad (2)$$

$$G_{hh} = \frac{E_h}{2(1 + \mu_{hh})} \quad (3)$$

Por otro lado, si se presentan condiciones no drenadas, el suelo se deforma sin generar variaciones volumétricas, y en este caso las relaciones entre los esfuerzos totales y las pequeñas deformaciones se simplifica según (Gibson, 1974):

$$\mu_{vh}^U = 0.5 \quad (4)$$

$$\mu_{hv}^U = 0.5 \frac{E_h^U}{E_v^U} \quad (5)$$

$$\mu_{vh}^U = 1 - 0.5 \frac{E_h^U}{E_v^U} \quad (6)$$

Cabe aclarar, que mediante parámetros drenados se pueden obtener los parámetros no drenados, el caso contrario no es posible (Lings, Pennington, & Nash, 2000).

4. Modelos hipoplásticos para arcillas y extensión con Intergranular Strain Anisotropy - ISA

En esta sección se describen los modelos hipoplásticos que se implementarán en esta investigación. Inicialmente, se encuentra el modelo hipoplástico para arcillas isotrópicas de Mašín 2005. Luego se encuentra el modelo hipoplásticos para arcillas anisotrópicas de Mašín 2015. Finalmente se encuentra el modelo planteado en esta investigación, el cual es un modelo hipoplástico para arcillas anisotrópicas, implementando la forma hipoplástica del modelo de Mašín 2015, pero ahora considerando la Intergranular Strain Anisotropy ISA de Fuentes y Triantafyllidis (2015).

4.1. Modelo hipoplástico isotrópico (MAŠÍN D. , 2005)

Este modelo es categorizado como hipoplástico, considerando el hecho de que no considera una superficie de fluencia y se asemeja a la forma matemática de los modelos hipoplásticos para arenas de (Wolffersdorff, 1996) (Niemunis, 2003). El modelo hipoplástico para arcillas (sin deformación intergranular) permite simular el comportamiento mecánico de arcillas saturadas ante cargas monotónicas. Un resumen de los parámetros de este modelo, con su rango aproximado y experimentos útiles para su calibración se aprecia en la Tabla 1. Debe aclararse que este modelo no considera la anisotropía y por lo tanto algunos parámetros pueden depender de esta variable.

Tabla 1. Parámetros del modelo de (MAŠÍN D. , 2005).

	Nombre	Rango aproximado	Experimento útil
N	Constante para la línea de normal consolidación	0.1-10	Oedométrico
λ^*	Índice de carga de Butterfield	0.01-1	Oedométrico
κ^*	Índice de expansión de Butterfield	0.001-0.1	Oedométrico
r	Factor de rigidez	0-3	Ensayo triaxial y corte directo

φ_c	Ángulo de fricción crítico	5°-45°	Ensayo triaxial y corte directo
-------------	-------------------------------	--------	------------------------------------

El modelo general hipoplástico para arcillas sigue la siguiente forma (MAŠÍN D. , 2005):

$$\dot{\sigma} = f_s \mathcal{L} : \dot{\epsilon} + f_s f_d \mathbf{N} \|\dot{\epsilon}\| \quad (7)$$

Donde $\dot{\sigma}$ es la tasa de variación del esfuerzo, $\dot{\epsilon}$ es la tasa de variación de las deformaciones, f_s , f_d son factores escalares, \mathbf{N} es la rigidez no lineal (tensor de segundo orden), este último tensor es definido como:

$$\mathbf{N} = \mathcal{L} : \left(-Y \frac{\mathbf{m}}{\|\mathbf{m}\|} \right) \quad (8)$$

Donde Y es el grado de no linealidad, \mathbf{m} es la regla de flujo hipoplástica y \mathcal{L} es la rigidez hipo-elástica (tensor de cuarto orden):

$$\mathcal{L} = 3(c_1 \mathbf{I} + c_2 a^2 \hat{\sigma} \otimes \hat{\sigma}) \quad (9)$$

Donde \mathbf{I} es un tensor unitario de segundo orden, $I_{ijkl} = \frac{1}{2}(1_{ik}1_{jl} + 1_{il}1_{jk})$ es un tensor unitario de cuarto orden y las magnitudes de las constantes de esfuerzo se definen como:

$$\text{tr} \sigma = \sigma : \mathbf{1}, \quad \hat{\sigma} = \frac{\sigma}{\text{tr} \sigma}, \quad \hat{\sigma}^* = \hat{\sigma} - \mathbf{1}/3 \quad (10)$$

El factor escalar a se define como:

$$a = \frac{\sqrt{3}(3 - \sin \varphi_c)}{2\sqrt{2} \sin \varphi_c} \quad (11)$$

El grado de no linealidad Y considera la superficie de fluencia para falla de Matsuoka-Nakai y se define como:

$$Y = (Y_0 - 1) \frac{(I_1 I_2 + 9 I_3)(1 - \sin^2 \varphi_c)}{8 I_3 \sin^2 \varphi_c} + Y_0 \quad (12)$$

Donde $Y_0 = \sqrt{3}a/(3 + a^2)$ I_1, I_2 y I_3 son las invariantes de esfuerzo definidas como:

$$I_1 = \text{tr}\boldsymbol{\sigma}, \quad I_2 = 0.5 [\boldsymbol{\sigma} : \boldsymbol{\sigma} - (I_1)^2], \quad I_3 = \det\boldsymbol{\sigma} \quad (13)$$

La regla de flujo hipoplástica \mathbf{m} se define como:

$$\mathbf{m} = -\frac{a}{F} \left[\hat{\boldsymbol{\sigma}} + \hat{\boldsymbol{\sigma}}^* - \frac{\hat{\boldsymbol{\sigma}}}{3} \left(\frac{6\hat{\boldsymbol{\sigma}} : \hat{\boldsymbol{\sigma}} - 1}{\left(\frac{F}{a}\right)^2 + \hat{\boldsymbol{\sigma}} : \hat{\boldsymbol{\sigma}}} \right) \right] \quad (14)$$

Con el factor F dado por:

$$F = \sqrt{\frac{1}{8} \tan^2 \psi + \frac{2 - \tan^2 \psi}{2 + \sqrt{2} \tan \psi \cos 3\theta}} - \frac{1}{2\sqrt{2}} \tan \psi \quad (15)$$

Donde los ángulos ψ y θ son definidos como:

$$\tan \psi = \sqrt{3} \|\hat{\boldsymbol{\sigma}}^*\|, \quad \cos 3\theta = -\sqrt{6} \frac{\text{tr}(\hat{\boldsymbol{\sigma}}^* \cdot \hat{\boldsymbol{\sigma}}^* \cdot \hat{\boldsymbol{\sigma}}^*)}{[\hat{\boldsymbol{\sigma}}^* \cdot \hat{\boldsymbol{\sigma}}^*]^{3/2}} \quad (16)$$

Los factores de barotropía y pyknotropía, f_s y f_d son:

$$f_s = -\frac{\text{tr}\boldsymbol{\sigma}}{\lambda^*} (3 + a^2 - 2^\alpha a \sqrt{3})$$

$$f_d = \left[-\frac{2\text{tr}\boldsymbol{\sigma}}{3p_r} \exp \left(\frac{\ln(1 + e) - N}{\lambda^*} \right) \right]^\alpha \quad (17)$$

Donde p_r es el esfuerzo de referencia correspondiente a 1 kPa y la cantidad escalar α se calcula como:

$$\alpha = \frac{1}{\ln 2} \ln \left[\frac{\lambda^* - \kappa^*}{\lambda^* + \kappa^*} \left(\frac{3 + a^2}{a\sqrt{3}} \right) \right] \quad (18)$$

Finalmente, los factores c_1 y c_2 son calculados como:

$$c_1 = \frac{2(3 + a^2 - 2^\alpha a \sqrt{3})}{9r}$$

$$c_2 = 1 + (1 - c_1) \frac{3}{a^2} \quad (19)$$

Para la implementación de este modelo, se deben ajustar 5 parámetros: $\varphi_c, \lambda^*, \kappa^*, N$ y r . Un procedimiento simple para la calibración del modelo se describe en las siguientes líneas, pero esta información puede ser ampliada y profundizada en (MAŠÍN D. , 2006):

- Ángulo de fricción crítica φ_c : puede ser calibrado mediante ensayos triaxiales o corte directo para estados de largas deformaciones $\varepsilon_s > 20\%$.
- Índice de compresión de Butterfield λ^* : Puede ser ajustado para los puntos de normal consolidación de acuerdo a la relación de Butterfield $\log((1 + e_1)/(1 + e_2)) = -\lambda^* \log(p_2/p_1)$.
- Índice de expansión de Butterfield κ^* : Puede ser ajustados para los puntos de consolidación de la descarga-recarga mediante un ensayo Oedométrico, con la relación $\log((1 + e_1)/(1 + e_2)) = -\kappa^* \log(p_2/p_1)$.
- Constante para la línea de normal consolidación N : Puede ser ajustado con los puntos de la línea de normal consolidación ante condiciones isotrópicas de acuerdo a la relación de Butterfield $\log((1 + e)) = N - \lambda^* \log(p)$.
- Factor de rigidez cortante r : Debe ser ajustado por prueba y error, para considerar la rigidez al corte del material, mediante ensayos de corte directo o triaxiales.

4.2. Modelo hipoplástico anisotrópico (MAŠÍN D. , 2015).

El modelo anisotrópico para arcillas publicado por el mismo autor está basado en una nueva formulación que considera la anisotropía del material. La estructura matemática general de la ecuación para los incrementos de esfuerzos se puede escribir como:

$$\dot{\sigma} = f_s \mathcal{L} : \dot{\epsilon} - \mathcal{A} : \mathbf{d} \|\dot{\epsilon}\| \quad (20)$$

Dónde $\dot{\sigma}$ y $\dot{\epsilon}$ representan la tasa de esfuerzos y la tasa de deformación, \mathcal{L} y \mathcal{A} son los tensores constitutivos de cuarto y segundo orden, f_s es un factor escalar, y \mathbf{d} es un tensor de segundo orden que se definirá luego. En el modelo hipoplástico, la rigidez es controlada por el tensor \mathcal{L} , mientras que el componente plástico es simulado por el tensor \mathcal{A} . Para la formulación del modelo se combina el modelo hipo-plástico realizado por (Mašín D. , 2012b) con la forma anisotrópica del tensor \mathcal{L} propuesto por (Mašín & Rott, 2013) con un modelo de elasticidad transversal:

$$\mathcal{L} = \frac{1}{2} a_1 \mathbf{1} \circ \mathbf{1} + a_2 \mathbf{1} \otimes \mathbf{1} + a_3 (\mathbf{p} \otimes \mathbf{1} + \mathbf{1} \otimes \mathbf{p}) + a_4 \mathbf{p} \circ \mathbf{1} + a_5 \mathbf{p} \otimes \mathbf{p} \quad (21)$$

Mientras que el productor del tensor representado por “ \otimes ” y “ \circ ” son definidos como:

$$(\mathbf{p} \otimes \mathbf{1})_{ijkl} = p_{ij} 1_{kl} \quad (22)$$

$$(\mathbf{p} \circ \mathbf{1})_{ijkl} = \frac{1}{2} (p_{ik} 1_{jl} + p_{il} 1_{jk} + p_{jl} 1_{ik} + p_{jk} 1_{il}) \quad (23)$$

Donde $p_{ij} = n_i n_j$, n_i es el vector unitario normal al plano de simetría (en suelos sedimentados, este vector típicamente se representa en la dirección vertical). a_1 a a_5 representan las cinco constantes de los materiales y puede ser calculadas como:

$$a_1 = \alpha_E (1 - v_{pp} - 2 \frac{\alpha_E}{\alpha_v^2} v_{pp}^2) \quad (24)$$

$$a_2 = \alpha_E v_{pp} (1 + \frac{\alpha_E}{\alpha_v^2} v_{pp}) \quad (25)$$

$$a_3 = \alpha_E v_{pp} (\frac{1}{\alpha_v} + \frac{v_{pp}}{\alpha_v} - 1 - \frac{\alpha_E}{\alpha_v^2} v_{pp}) \quad (26)$$

$$a_4 = \alpha_E (1 - v_{pp} - 2 \frac{\alpha_E}{\alpha_v^2} v_{pp}^2) \frac{1 - \alpha_G}{\alpha_G} \quad (27)$$

$$a_5 = \alpha_E \left(1 - \frac{\alpha_E}{\alpha_v^2} v_{pp}^2 \right) + 1 - v_{pp}^2 - 2 \frac{\alpha_E}{\alpha_v} v_{pp} (1 + v_{pp}) - \frac{2\alpha_E}{\alpha_G} (1 - v_{pp} - 2 \frac{\alpha_E}{\alpha_v^2} v_{pp}^2) \quad (28)$$

Donde los coeficientes anisotropía $\alpha_G, \alpha_E, \alpha_v$ son definidos como:

$$\alpha_G = \frac{G_{pp}}{G_{tp}} \quad (29)$$

$$\alpha_E = \frac{E_p}{E_t} \quad (30)$$

$$\alpha_v = \frac{v_{pp}}{v_{tp}} \quad (31)$$

Donde G_{ij} es el módulo de rigidez a cortante, E_i es el módulo de Young y v_{ij} son las relaciones de Poisson. El sub índice “p” denota la dirección dentro de la isotropía (típicamente la dirección horizontal) y el sub índice “t” denota la dirección transversal al plano isotropía (típicamente la dirección vertical). Cuando se compara al modelo base de referencia, la incorporación de la forma anisotrópica de \mathcal{L} requiere reevaluar

la constante f_s , y se podría cuantificar con la forma convencional de la hipoplasticidad para una descarga isotrópica:

$$\frac{\dot{e}}{1+e} = -k^* \frac{\dot{p}}{p} \quad (32)$$

Donde e representa la relación de vacíos y p representa el esfuerzo efectivo principal. Por otro lado, la versión isotrópica del modelo es obtenida de la manipulación algebraica de las ecuaciones de hipo-plasticidad generales:

$$\dot{p} = \left(\frac{p}{\lambda^*} - 2f_s \frac{A_m}{9} \right) \frac{\dot{e}}{1+e} \quad (33)$$

El resto de las ecuaciones requeridas para ajustar el modelo, se definen como:

$$A_m = v_{pp}^2 \left(\frac{4\alpha_E}{\alpha_v} - 2\alpha_E^2 + 2 \frac{\alpha_E^2}{\alpha_v^2} - 1 \right) + v_{pp} \left(\frac{4\alpha_E}{\alpha_v} + 2\alpha_E \right) + 2\alpha_E + 1 \quad (34)$$

$$f_s = -\frac{3\text{tr}\boldsymbol{\sigma}}{2A_m} \left(\frac{1}{\lambda^*} + \frac{1}{\kappa^*} \right) \quad (35)$$

$$\boldsymbol{\mathcal{A}} = f_s \boldsymbol{\mathcal{L}} : \dot{\boldsymbol{\epsilon}} + \frac{\boldsymbol{\sigma}}{\lambda^*} \otimes \mathbf{1} \quad (36)$$

$$f_d = \left(\frac{2p}{p_e} \right)^{\alpha_f} \quad (37)$$

$$p_e = p_r e^{\left[\frac{N - \ln(1+e)}{\lambda^*} \right]} \quad (38)$$

$$f_d^A = 2^{\alpha_f} (1 - F_m)^{\alpha_f/\omega} \quad (39)$$

$$F_m = \frac{9I_3 + I_1 I_2}{I_3 + I_1 I_2} \quad (40)$$

$$\omega = -\frac{\ln(\cos^2 \varphi_c)}{\ln(2)} + a(F_m - \sin^2 \varphi_c) \quad (41)$$

$$I_1 = \text{tr } \boldsymbol{\sigma} \quad (42)$$

$$I_2 = \frac{1}{2} [\boldsymbol{\sigma} : \boldsymbol{\sigma} - (I_1)^2] \quad (43)$$

$$I_3 = \det \boldsymbol{\sigma} \quad (44)$$

$$\mathbf{d} = \frac{\mathbf{d}^A}{||\mathbf{d}^A||} \quad (45)$$

$$\mathbf{d}^A = -\widehat{\boldsymbol{\sigma}}^* + \mathbf{1} \left[\frac{2}{3} - \frac{\cos 3\theta + 1}{4} (F_m)^{1/4} \right] \cdot \left[\frac{(F_m)^{\xi/2} - \text{sen}^\xi \varnothing_c}{1 - \text{sen}^\xi \varnothing_c} \right] \quad (46)$$

$$\cos 3\theta = -\sqrt{6} \frac{\text{tr}(\widehat{\boldsymbol{\sigma}}^* \cdot \widehat{\boldsymbol{\sigma}}^* \cdot \widehat{\boldsymbol{\sigma}}^*)}{(\widehat{\boldsymbol{\sigma}}^* : \widehat{\boldsymbol{\sigma}}^*)^{3/2}} \quad (47)$$

$$\xi = 1.7 + 3.9 \text{sen}^2 \varnothing_c \quad (48)$$

$$\widehat{\boldsymbol{\sigma}}^* = \frac{\boldsymbol{\sigma}}{\text{tr } \boldsymbol{\sigma}} - \frac{\mathbf{1}}{3} \quad (49)$$

$$\alpha_f = \frac{\sqrt{3}(3 - \text{sen} \varnothing_c)}{2\sqrt{2} \text{sen} \varnothing_c} \quad (50)$$

Este modelo se reduce a condiciones isotrópicas cuando $\alpha_G = \alpha_E = \alpha_v = 1$.

Para predecir pequeñas deformaciones de rigidez, el modelo combina la teoría de la hipoplasticidad con la deformación intragranular propuesta por (Niemunis & Herle, 1997), en la cual la matriz de pequeñas deformaciones de rigidez \mathcal{M}_0 se define como:

$$\mathcal{M}_0 = m_R f_S \mathcal{L} \quad (51)$$

Y con esta modificación, el nuevo módulo de rigidez G_{tp0} máximo se expresa como:

$$G_{tp0} = m_R \frac{9p}{2A_m} \left(\frac{1}{\lambda^*} + \frac{1}{\kappa^*} \right) \frac{\alpha_E}{2\alpha_G} \left(1 - v_{pp} - 2 \frac{\alpha_E}{\alpha_v^2} v_{pp}^2 \right) \quad (52)$$

Y también este módulo de rigidez se puede representar en términos de la rigidez de acuerdo a lo planteado por (Wroth & Houlsby, 1985):

$$G_{tp0} = p_r A_g \left(\frac{p}{p_r} \right)^{n_g} \quad (53)$$

Donde A_g y n_g son parámetros y p_r es una presión de referencia de 1 kPa. De esto se puede concluir que el valor de m_R viene dado por:

$$m_R = p_r A_g \left(\frac{p}{p_r} \right)^{n_g} \frac{4A_m \alpha_G}{2p \alpha_E} \left(\frac{\lambda^* \kappa^*}{\lambda^* + \kappa^*} \right) \frac{1}{\left(1 - v_{pp} - 2 \frac{\alpha_E}{\alpha_v^2} v_{pp}^2 \right)} \quad (54)$$

4.3. Extensión con Intragranular Strain Anisotropy – ISA

A continuación se presentarán los parámetros implementados en el modelo de deformación intragranular ISA. Más información detallada acerca del modelo se presenta en (Fuentes & Triantafyllidis, 2015). Inicialmente, la tasa de variación de los esfuerzos con las deformaciones se lee como:

$$\dot{\sigma} = \mathcal{M} : \dot{\epsilon} \quad (55)$$

Dónde el valor de \mathcal{M} depende del valor que tenga la función de fluencia F_H :

$$\mathcal{M} = \begin{cases} m(\mathcal{L} + \rho^{\chi} \mathbf{N}^{hyp} \otimes \mathbf{N}) & \text{Para } F_H \geq 0 \\ m_R \mathcal{L} & \text{Para } F_H < 0 \end{cases} \quad (56)$$

En donde el factor m se define como:

$$m = m_R + (1 - m_R)y_h \quad (57)$$

Y el factor ρ se define como:

$$\rho = 1 - \frac{||\mathbf{h}_b - \mathbf{h}||}{2R}, \text{ con } \mathbf{h}_b = R\mathbf{N} \quad (58)$$

La evolución de la deformación intergranular \mathbf{h} es elastoplástica con la siguiente relación:

$$\dot{\mathbf{h}} = \dot{\epsilon} - \dot{\lambda}_H \mathbf{N}, \text{ con } \mathbf{N} = \frac{\mathbf{h} - \mathbf{c}}{R/2} \quad (59)$$

La relación para el parámetro de consistencia $\dot{\lambda}_H$ es derivado de la condición de consistencia cuando $\dot{F}_H = 0$ es:

$$\dot{\lambda}_H = \frac{\langle \mathbf{N} : \dot{\epsilon} \rangle}{1 - \left(\frac{\partial F_H}{\partial \mathbf{c}} \right) : \bar{\mathbf{c}}} \quad (60)$$

$$\dot{\mathbf{c}} = \dot{\lambda}_H \bar{\mathbf{c}}, \text{ con } \bar{\mathbf{c}} = \frac{\beta_h(\mathbf{c}_b - \mathbf{c})}{R} \text{ y } \mathbf{c}_b = (R/2)\vec{\epsilon} \quad (61)$$

$$\epsilon_{acc} = \frac{C_a}{R} (1 - y_h - \epsilon_{acc}) ||\dot{\epsilon}|| \quad (62)$$

$$\chi = \chi_0 + \epsilon_{acc}(\chi_{max} - \chi_0) \quad (63)$$

El set de parámetros son $R, \chi_0, \chi_{max}, m_R, \beta_0, \beta_{max}$ y C_a .

5. Experimentos con Caolín anisotrópico

En este capítulo se describen las características del material analizado para la anisotropía, el método de preparación de las muestras y sus propiedades geomecánicas.

5.1. Material seleccionado para los experimentos

El material seleccionado para realizar los ensayos es una arcilla (Caolín), el cual es un silicato de aluminio hidratado que forma parte de las arcillas con predominio de partículas muy pequeñas, que se hace plástico al ser mezclado con agua.

5.2. Análisis químico

A continuación en la Tabla 2, se presenta la composición química del caolín estudiado. El caolín presenta un pH entre 7 y 8.

Tabla 2. Composición química del Caolín.

Composición	Porcentaje (%)
Sílice, como SiO_2 , máximo	48.0
Hierro, como Fe_2O_3 , máximo	0.6
Aluminio, como Al_2O_3 , mínimo	24.0
Calcio, como CaO , mínimo	15.0
Magnesio, como MgO , máximo	1.0
sulfato, como S O_3 , máximo	0.10
Sodio, como $\text{Na}_2 \text{ O}$, máximo	1.20
Potacio, como $\text{K}_2 \text{ O}$, máximo	0.20
Perdidas ígneas, mínimo	9.9

5.3. Preparación de las muestras

En esta sección se describe la preparación de las muestras. El material corresponde a una arcilla Caolín. El procedimiento de preparación de las muestras inicia con la deposición de polvo de Caolín seco en un recipiente. Posteriormente, es mezclado con agua hasta que tenga un comportamiento plástico. A prueba y error se determinó que a una dosificación de agua, la cual se definió en 1,5 veces el Límite líquido de agua por unidad de peso. En esta dosificación, el material se encontraba un punto en el cual la mezcla era fluida pero lograba absorber toda el agua que se le depositaba. Para cada muestra se tomaban 1000 gramos de Caolín en forma de polvo y 420 gramos de agua (correspondiente a 1,5 veces el límite líquido). La Figura 4 y la Figura 5 muestran la preparación de la muestra.



Figura 4. Muestra de caolín en polvo.



Figura 5. Mezclado del caolín con agua.

Una vez estaba la muestra es preparada y poseía una consistencia lodosa, se depositaba en un molde metálico con dimensiones de 10 cm de alto y 10 cm de diámetro. El molde era recubierto en sus lados y en su base con papel filtro, con el objetivo de permitir la consolidación (que el agua salga del suelo) del material luego de la aplicación de cargas. La Figura 6 presenta el recubrimiento del molde con papel filtro y la Figura 7 muestra cómo va escapando el agua de la muestra a través de la arena en la que se apoyaba.



Figura 6. Preparación del recipiente/molde para la muestra.



Figura 7. Proceso de consolidación.

Para permitir la consolidación, el molde debidamente forrado era ubicado sobre una caja rectangular de madera de dimensiones de 1.2 m de ancho por 2.2 m de largo, la cual tenía una delgada capa de arena nivelada que permitía la salida del agua de la arcilla hacia la arena. Esta caja se ilustra en la Figura 8.

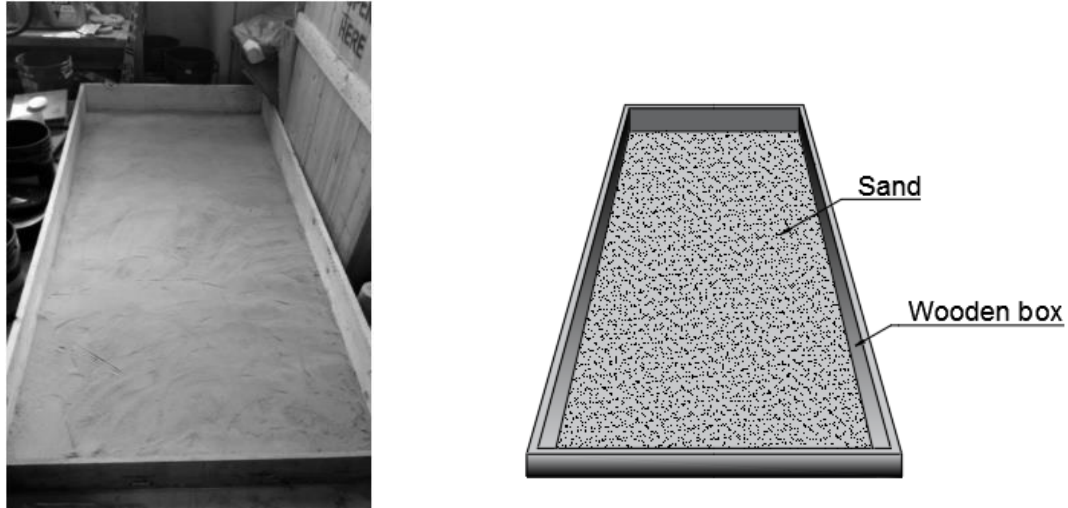


Figura 8. Caja de arena para permitir la evacuación del agua a través de la arena.

Una vez estabas preparadas las muestras de Caolín, estas eran ubicadas en el molde metálico cubierto con papel filtro. Tanto la muestra como el molde, se ubicaban encima de la caja de arena. Posteriormente, se procedió a ubicar un pistón del mismo diámetro de las muestras (el cual tenía una rigidez muy alta y no se deflectaba) sobre ellas. Encima de este pistón se iban depositando diferentes pesas, las cuales permitían el proceso de consolidación. Los esfuerzos que se implementaron fueron de 10 kPa (8 kg) durante 1 día, 20 kPa (16 kg) durante 1 día y 40 kPa (32 kg) durante 3 días. Este proceso se aprecia en la Figura 9.

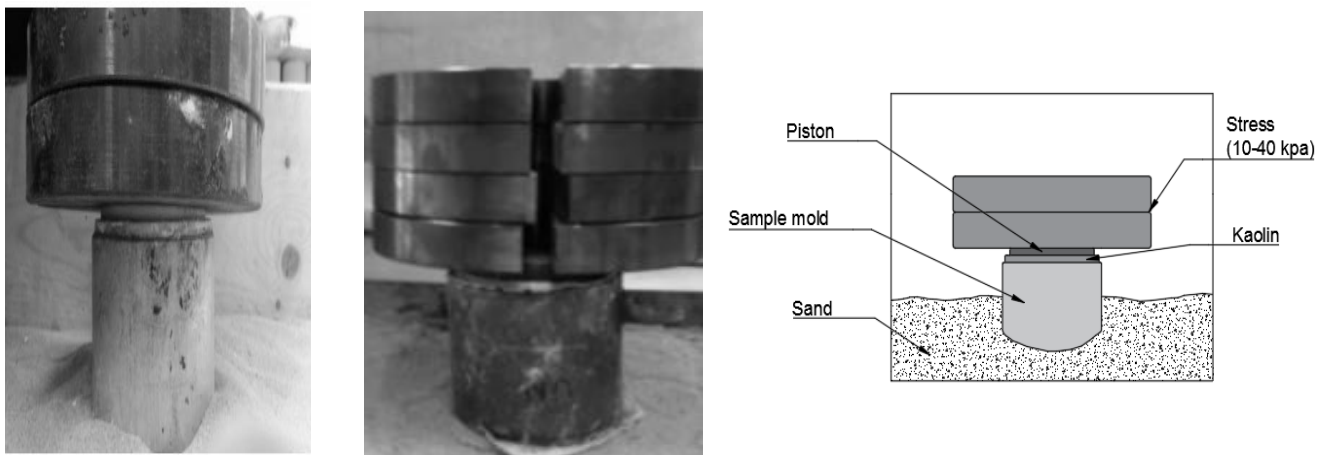


Figura 9. Incremento de esfuerzos graduales en las muestras.

Luego de todo este proceso, se quitaban las pesas y se obtenían muestras de forma similar a las que se presentan en la Figura 10.

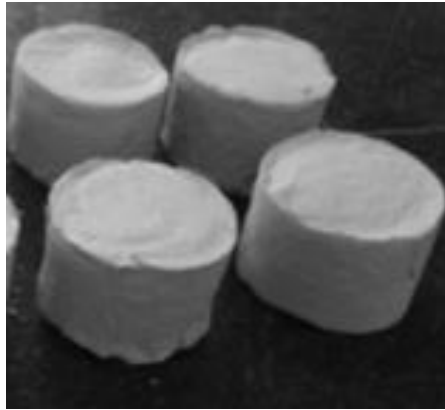


Figura 10. Forma final de las muestras ya consolidadas.

Una vez que estaban listas las muestras, se procedía a ubicarlas en un tallador de arcillas como el que se presenta en la Figura 11. Para darle el tamaño exacto a la muestra, se imprimió con una impresora 3D una herramienta que encajaba en el tallador y se colocaba encima de la muestra. Con esto, se podían darle forma a las arcillas dándoles vuelta y tallándolas con un tamaño igual al de la herramienta creada. Todas las muestras fueron talladas con dimensiones de 6 cm de diámetro y 6 cm de alto. La Figura 12 muestra el resultado del proceso de tallado de las muestras.

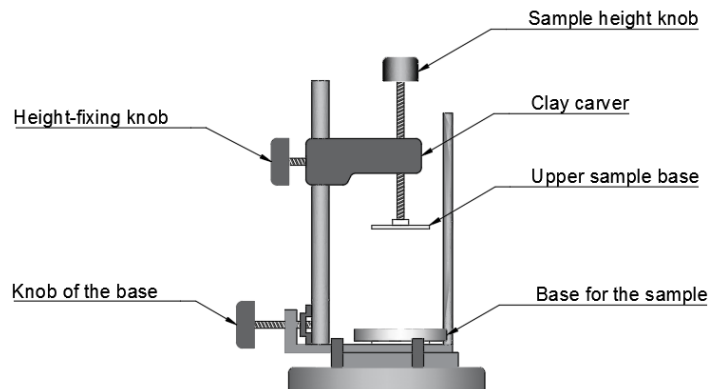
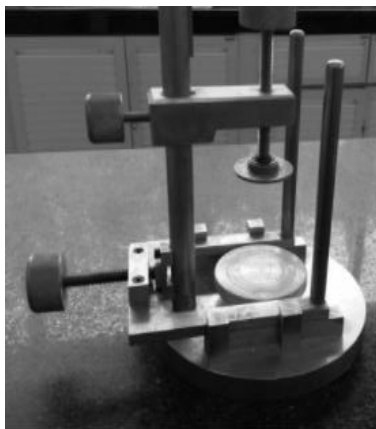


Figura 11. Tallador de arcillas.



Figura 12. Izquierda) Muestra antes de ser tallada. Derecha) Muestra tallada.

Debe recalcar que las muestras eran talladas verticalmente (en la dirección de la gravedad) y horizontalmente (perpendicular a la gravedad), para con estas muestras analizar la consolidación, permeabilidad, resistencia y rigidez del material.

5.4. Gravedad específica

La gravedad específica del caolín es de 2.66, el cual es un valor típico para una arcilla y para la composición del material. La Tabla 3 resume los resultados obtenidos en el laboratorio para el cálculo de este valor.

Tabla 3. Ensayo de gravedad específica.

Parámetro	Valor	Unidad
Volumen Picnómetro	500,00	[cm ³]
Peso del picnómetro	172,50	[g]
Peso del picnómetro más suelo seco	272,80	[g]
Peso del suelo seco	100,30	[g]
Peso del picnómetro más agua más suelo	735,16	[g]
Peso del picnómetro más agua	672,50	[g]
Temperatura de ensayo	20,7	[°C]
G _s a temperatura de ensayo	2,66	[-]
G _s a 20 °C	2,66	[-]

5.5. Granulometría por lavado e hidrómetro

Mediante un proceso de granulometría por lavado con el tamiz 200, se determinó que lavando la muestra de caolín, el 90% de la muestra pasa el tamiz 200. Esto afirma el hecho de que el material tiene tamaño de partículas muy finas. Por esto, se optó por realizar mejor una prueba de hidrómetro para analizar realmente el tamaño de las partículas, este resultado se aprecia en la Figura 13.

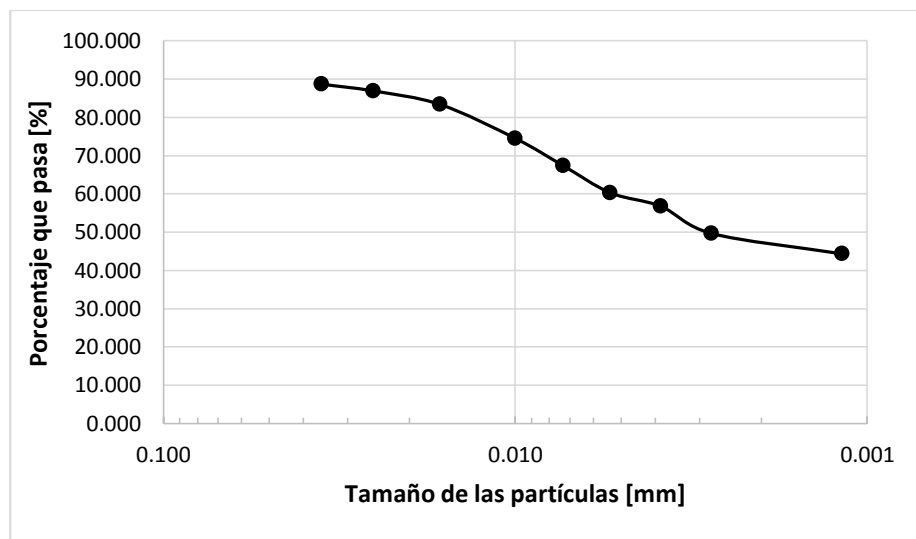


Figura 13. Resultados del ensayo de hidrómetro.

5.6. Límites de Atterberg

Para definir la clasificación del material analizado, se realizaron ensayos de límites líquido y plástico, a continuación se presenta el resumen de los valores obtenidos mediante los experimentos:

Tabla 4. Resultados del límite líquido.

Muestra	$M_{\text{Recipiente}}$ [g]	M_{muestra} [g]	$M_{\text{seca+recip}}$ [g]	M_{agua} [g]	w [%]	# Golpes[-]
1	16,9	103	97,61	22,29	27,61	22
2	16,2	97,2	97,2	22,25	29,68	15
3	17,8	74	73,24	18,36	32,99	6
4	67,2	95,2	142,41	19,99	26,58	27
Humedad para 25 golpes					27,11	

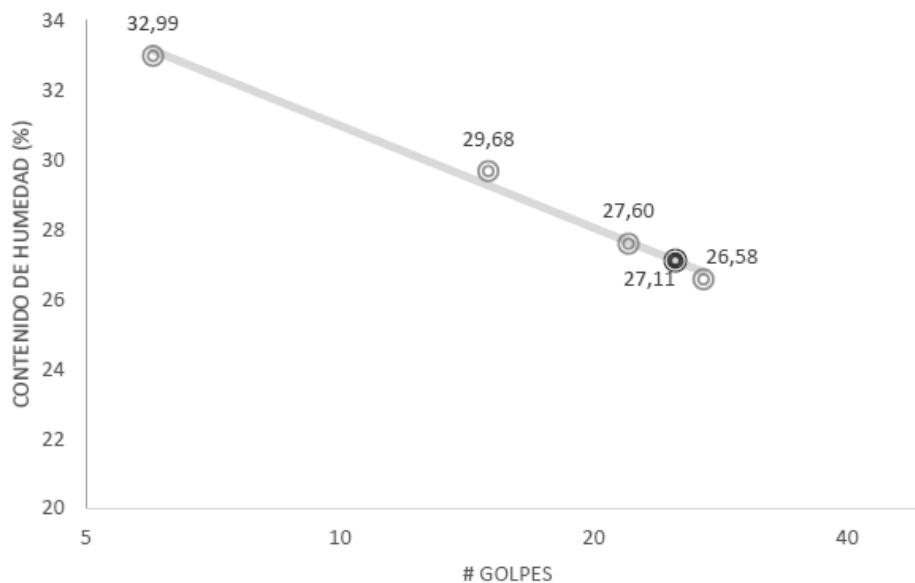


Figura 14. Determinación del límite líquido.

Tabla 5. Resultados del ensayo para determinar el límite plástico.

Muestra	$M_{Recpiente}$ [g]	$M_{muestra}$ [g]	$M_{seca+recip}$ [g]	M_{agua} [g]	w[%]
4	64,5	28,35	87,9	4,95	21,15
5	39,4	20,7	57,72	2,38	12,99
6	64,5	20,1	81,41	3,19	18,86
Promedio					17,67

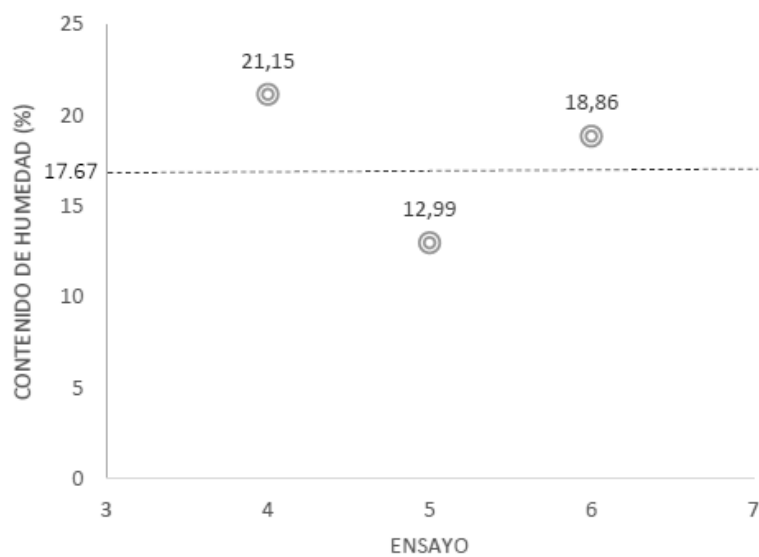


Figura 15. Determinación del límite plástico.

$$IP = LL - LP$$

$$IP = 27,11 - 17,67$$

$$IP = 9,44$$

5.7. Clasificación del Caolín según la USCS

A partir de los resultados de la granulometría y límites líquidos, se determinó el símbolo de grupo según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). Se determinó que el suelo corresponde a una arcilla limpia (CL).

Soil classification

Criteria for assigning group symbols and group names using laboratory tests ^a				Group symbol	Group name ^b		
Coarse-grained soils More than 50% retained on No. 200 sieve	Gravels More than 50% of coarse fraction retained on No. 4 sieve	Clean Gravels	$C_u \geq 4$ and $1 \leq C_c \leq 3^e$	GW	Well-graded gravel ^f		
		Less than 5% fines ^c	$C_u < 4$ and/or $1 > C_c > 3^e$	GP	Poorly graded gravel ^f		
		Gravels with Fines	Fines classify as ML or MH	GM	Silty gravel ^{f,g,h}		
		More than 12% fines ^c	Fines classify as CL or CH	GC	Clayey gravel ^{f,g,h}		
	Sands 50% or more of coarse fraction passes No. 4 sieve	Clean Sands	$C_u \geq 6$ and $1 \leq C_c \leq 3^e$	SW	Well-graded sand ⁱ		
		Less than 5% fines ^d	$C_u < 6$ and/or $1 > C_c > 3^e$	SP	Poorly graded sand ⁱ		
		Sand with Fines	Fines classify as ML or MH	SM	Silty sand ^{g,h,i}		
		More than 12% fines ^d	Fines classify as CL or CH	SC	Clayey sand ^{g,h,i}		
		Fine-grained soils 50% or more passes the No. 200 sieve	Silt and Clays Liquid limit less than 50	Inorganic	PI > 7 and plots on or above "A" line ^j	CL	Lean clay ^{k,l,m}
					PI < 4 or plots below "A" line ^j	ML	Silt ^{k,l,m}
Silt and Clays Liquid limit 50 or more	Inorganic			Liquid limit—oven dried	OL	Organic clay ^{k,l,m,n}	
				Liquid limit—not dried < 0.75		Organic silt ^{k,l,m,o}	
	Organic		PI plots on or above "A" line	CH	Fat clay ^{k,l,m}		
			PI plots below "A" line	MH	Elastic silt ^{k,l,m}		
	Organic		Liquid limit—oven dried	OH	Organic clay ^{k,l,m,p}		
			Liquid limit—not dried < 0.75		Organic silt ^{k,l,m,q}		
Highly organic soils		Primarily organic matter, dark in color, and organic odor		PT	Peat		

^aBased on the material passing the 75-mm. (3-in) sieve.

^bIf field sample contained cobbles or boulders, or both, add "with cobbles or boulders, or both" to group name.

^cGravels with 5 to 12% fines require dual symbols: GW-GM well-graded gravel with silt; GW-GC well-graded gravel with clay; GP-GM poorly graded gravel with silt; GP-GC poorly graded gravel with clay.

^dSands with 5 to 12% fines require dual symbols: SW-SM well-graded sand with silt; SW-SC well-graded sand with clay; SP-SM poorly graded sand with silt; SP-SC poorly graded sand with clay.

$C_u = D_{60}/D_{10} \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$

^fIf soil contains $\geq 15\%$ sand, add "with sand" to group name.

^gIf fines classify as CL-ML, use dual symbol GC-GM or SC-SM.

^hIf fines are organic, add "with organic fines" to group name.

ⁱIf soil contains $\geq 15\%$ gravel, add "with gravel" to group name.

^jIf Atterberg limits plot in hatched area, soil is a CL-ML, silty clay.

^kIf soil contains 15 to 29% plus No. 200, add "with sand" or "with gravel," whichever is predominant.

^lIf soil contains $\geq 30\%$ plus No. 200, predominantly sand, add "sandy" to group name.

^mIf soil contains $\geq 30\%$ plus No. 200, predominantly gravel, add "gravelly" to group name.

ⁿPI ≥ 4 and plots on or above "A" line.

^oPI < 4 or plots below "A" line.

^pPI plots on or above "A" line.

^qPI plots below "A" line.

^aBased on the material passing the 75-mm. (3-in) sieve.

^bIf field sample contained cobbles or boulders, or both, add "with cobbles or boulders, or both" to group name.

^cGravels with 5 to 12% fines require dual symbols: GW-GM well-graded gravel with silt; GW-GC well-graded gravel with clay; GP-GM poorly graded gravel with silt; GP-GC poorly graded gravel with clay.

^dSands with 5 to 12% fines require dual symbols: SW-SM well-graded sand with silt; SW-SC well-graded sand with clay; SP-SM poorly graded sand with silt; SP-SC poorly graded sand with clay.

$$C_u = D_{60}/D_{10} \quad C_c = \frac{(D_{30})^2}{D_{10} \times D_{60}}$$

^eIf soil contains $\geq 15\%$ sand, add "with sand" to group name.

^fIf fines classify as CL-ML, use dual symbol GC-GM or SC-SM.

^gIf fines are organic, add "with organic fines" to group name.

^hIf soil contains $\geq 15\%$ gravel, add "with gravel" to group name.

ⁱIf Atterberg limits plot in hatched area, soil is a CL-ML, silty clay.

^jIf soil contains 15 to 29% plus No. 200, add "with sand" or "with gravel," whichever is predominant.

^kIf soil contains $\geq 30\%$ plus No. 200, predominantly sand, add "sandy" to group name.

^lIf soil contains $\geq 30\%$ plus No. 200, predominantly gravel, add "gravelly" to group name.

^mPI ≥ 4 and plots on or above "A" line.

ⁿPI < 4 or plots below "A" line.

^oPI plots on or above "A" line.

^pPI plots below "A" line.

Figura 16. Carta para la clasificación de suelos, según el Sistema unificado de clasificación de suelos (después de ASTM, 2011).

De igual manera, pero mediante el ábaco de Casagrande, se determinó el mismo resultado, el suelo de interés corresponde a un suelo arcilloso de baja plasticidad tipo Caolín como se aprecia en la Figura 17.



Figura 17. Clasificación del suelo mediante el abaco de Casagrande.

Tabla 6. Recopilación de las características del Caolín.

Parámetro	Valor
G_s	2.66
Contenido de finos (%)	95
LL (%)	27
PL (%)	17
PI (%)	10
Clasificación USCS	CL

5.8. Compresión inconfiada

Se realizó un juego de 10 ensayos de compresión inconfiada, de ellos 5 fueron muestras cortadas horizontalmente y 5 fueron muestras cortadas verticalmente. Luego, se fallaron las muestras en el equipo de compresión inconfiada tratando de garantizar al máximo que la velocidad con la cual se hacía girar la manivela fuera la misma. Mediante todo el ensayo, se tomaban lecturas de fuerza y desplazamiento, los cuales se transformaron en esfuerzo y en deformación axial unitaria. Las muestras tenían todas en promedio 6 cm de alto y 6 cm de diámetro. Los resultados de estos ensayos se aprecian en la Figura 18.

$$\sigma_v = \frac{\text{Fuerza}}{\text{Área}} \quad (64)$$

$$\text{Área} = \pi \cdot \text{radio}^2 \quad (65)$$

$$\delta = \frac{\text{Desplazamiento}}{(\text{Altura inicial} - \text{Desplazamiento})} \quad (66)$$

$$\varepsilon_v = \delta \cdot 100\% \quad (67)$$

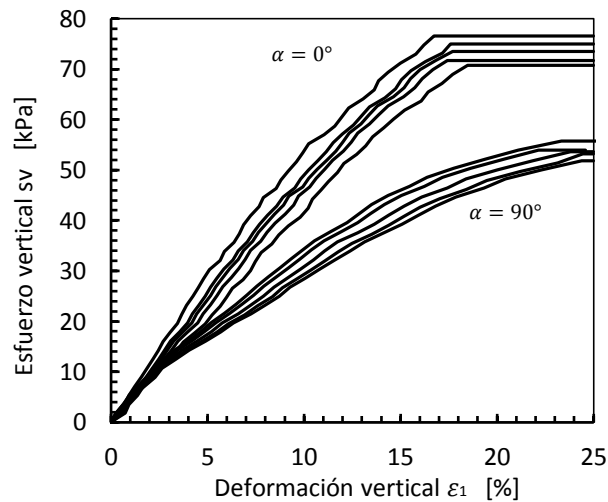


Figura 18. Resultados de compresión inconfiada.

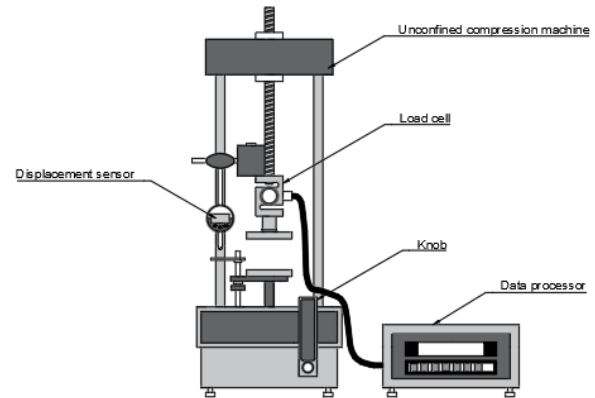


Figura 19. Máquina de compresión inconfiada.

Tabla 7. Resultados de los ensayos de compresión inconfiada.

Parámetro		Valor
S_u [kPa] ($\alpha = 0^\circ$)	Mínimo	35
	Máximo	38
	Media	36.5
S_u [kPa] ($\alpha = 90^\circ$)	Mínimo	26
	Máximo	28
	Media	27
E [kPa] ($\alpha = 0^\circ$)	Mínimo	3800
	Máximo	4400
	Media	4100
E [kPa] ($\alpha = 90^\circ$)	Mínimo	2300
	Máximo	2900
	Media	2600

De la Tabla 7, se puede evidenciar que hay una considerable diferencia entre la Resistencia no drenada de las muestras si se cortan horizontal o verticalmente (entre el 70 y 80%). Esta diferencia se le conoce como la anisotropía del suelo.

5.9. Consolidación

Se realizó un ensayo de consolidación para las muestras cortadas horizontalmente y uno para las muestras cortadas verticalmente. Para que los resultados de las muestras sean comparables, es deseable que ambos inicien en un mismo punto. Para esto se buscó el punto en el cual ambas muestras inicien con una misma relación de vacíos, esto se logró al saturar completamente ambas muestras e implementando la ecuación (68):

$$S \cdot e = w \cdot G_s \quad (68)$$

Dónde:

S: Grado de saturación

e: Relación de vacíos

w: Contenido de humedad

G_s : Gravedad específica

Al estar la muestra saturada, el grado de saturación es igual a 1, además la gravedad específica es un valor ya conocido de 2.66, el cual es típico para materiales compuestos por minerales de Cuarzo. Finalmente la relación de vacíos solo dependería del contenido de humedad que se puede medir para todas las muestras antes de empezar el ensayo. Al estar saturadas, se obtuvieron valores del contenido de humedad cercanos al 31% para todas las muestras:

$$e_0 = w \cdot G_s \quad (69)$$

$$e_0 = (0.31) \cdot (2.66)$$

$$e_0 = 0.82$$

Luego de esto, se preparó el ensayo de consolidación mediante un proceso inicial de carga, luego descarga y finalmente recarga. El equipo implementado para el ensayo oedométrico se aprecia en la Figura 20 y los resultados se presentan en la Figura 21.

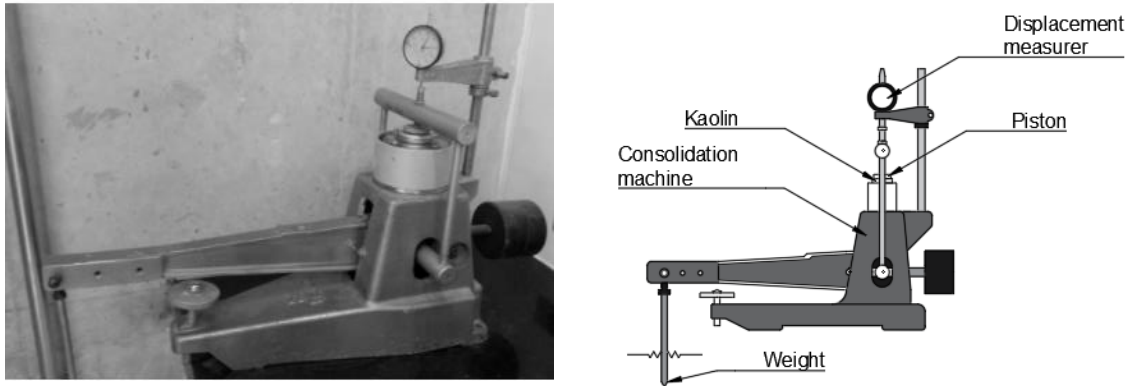


Figura 20. Equipo del ensayo Oedométrico.

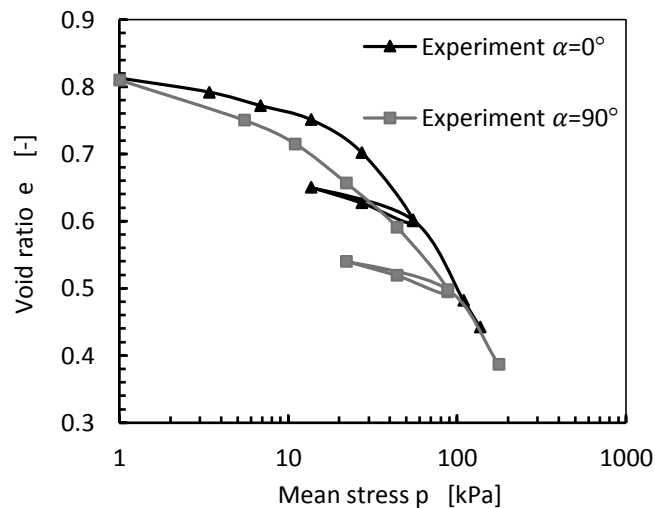


Figura 21. Resultados del ensayo Oedométrico.

Los resultados obtenidos en la Figura 24 muestran un patrón similar al obtenido en los ensayos de compresión inconfiada: las muestras con dirección de sedimentación horizontal se comportan menos rígidos que las sedimentadas verticalmente. Sin embargo, ambas curvas parecen tender a un mismo punto denominado la línea de normal consolidación para altos grados de esfuerzos (presión de confinamiento $p > 100$ kPa). Este comportamiento se puede explicar con las teorías de deestructuración para arcillas (Baudet & Stallebrass, 2004), cuyo fundamento está asociado con la cementación de las partículas y no con su anisotropía inherente. Por otro lado, ciclos de carga y descarga muestran una pendiente similar para ambas muestras, lo que sugiere que las propiedades elásticas del caolín son independientes de la anisotropía inherente.

5.10. Permeabilidad

Debido al fenómeno de la deposición, se generan capas finas horizontales de material fino, esto genera que la permeabilidad horizontal sea mayor que la permeabilidad vertical como resultado de la anisotropía ($K_H > K_V$), en un orden de magnitud similar al de la rigidez (Al-Tabbaa & Wood, 1988). El ensayo realizado fue el de permeabilidad de “cabeza variable”. Este ensayo se llena la muestra de agua hasta alcanzar la saturación (por 1 día) y luego de esto, la parte superior del tubo de agua se llena hasta cero y se tapa con papel plástico para que se evite al máximo la evaporación del agua. Luego, se contaba el tiempo y se analizaba la cantidad de agua que salía (pasando primero por la muestra). Esta cantidad de agua que salía era medida y comparada con la cantidad de agua que bajaba del tubo superior. La temperatura promedio del laboratorio para todos los ensayos fue de 21°C. El coeficiente de permeabilidad se calculó de la siguiente manera:

$$k = \frac{2.303V_w L}{(h_1 - h_2)tA} \log \frac{h_1}{h_2} \text{ (cm/s)} \quad (70)$$

$$k(20^\circ\text{C}) = k * n_{T^\circ\text{C}}/n_{20^\circ\text{C}} \quad (71)$$

Dónde:

V_w : Volumen de agua que fluye a través del espécimen (cm^3)

L : Alto de la muestra (cm)

t : Duración del ensayo (seg)

A : Área de la muestra (cm^2)

h_1 : Cabeza inicial (cm)

h_2 : Cabeza final (cm)

Tabla 8. Coeficientes de corrección para la permeabilidad por temperatura del ensayo.

Temperatura	$n_{T^\circ\text{C}}/n_{20^\circ\text{C}}$
15	1,135
16	1,106
17	1,077
18	1,051
19	1,025
20	1,000
21	0,976
22	0,953

23	0,931
24	0,910
25	0,889
26	0,869
27	0,850
28	0,832
29	0,814
30	0,797

A continuación se presentan los resultados obtenidos para tres (3) muestras cortadas horizontal y verticalmente, en la Tabla 9. Los resultados obtenidos son similares a los reportados por (Pane, Croce, Znidarcic, & Ko, 1983) (Olsen, Nichols, & Rice, 1985) y (Al-Tabbaa & Wood, 1988). El equipo implementado para los ensayos se aprecia en la Figura 22.

Tabla 9. Resultados del ensayo de permeabilidad

No.	e [-]	α [°]	K [cm/s]	Promedio
1	0,98	0 (vertical)	6,18E-7	5.94E-7
2	0,99		5,63E-7	
3	0,97		6,00E-7	
4	0.97	90 (horizontal)	1,26E-6	1.21E-6
5	0.97		1,17E-6	
6	0.99		1,21E-6	
			Relación	2.03

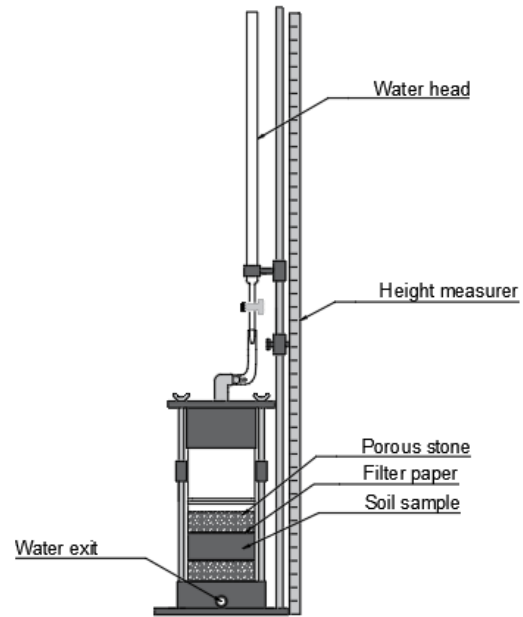


Figura 22. Permeámetro.

5.11. Corte directo

Se llevó a cabo un total de 4 ensayos de corte directo, cada ensayo con un total de 3 puntos a diferentes esfuerzos (25, 50 y 100 kPa). De los ensayos, 2 fueron realizados con la muestra cortada horizontalmente y 2 con la muestra cortada verticalmente. Antes de realizar el proceso de cortar las muestras, se saturaron y consolidaron durante 1 día. Por el tipo de suelo y sus características, se utilizó una velocidad de corte de 0.05 mm/min. La Figura 23 muestra el equipo de corte directo implementado para los ensayos.

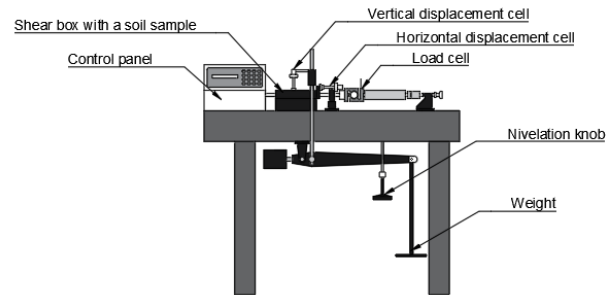


Figura 23. Equipo de corte directo.

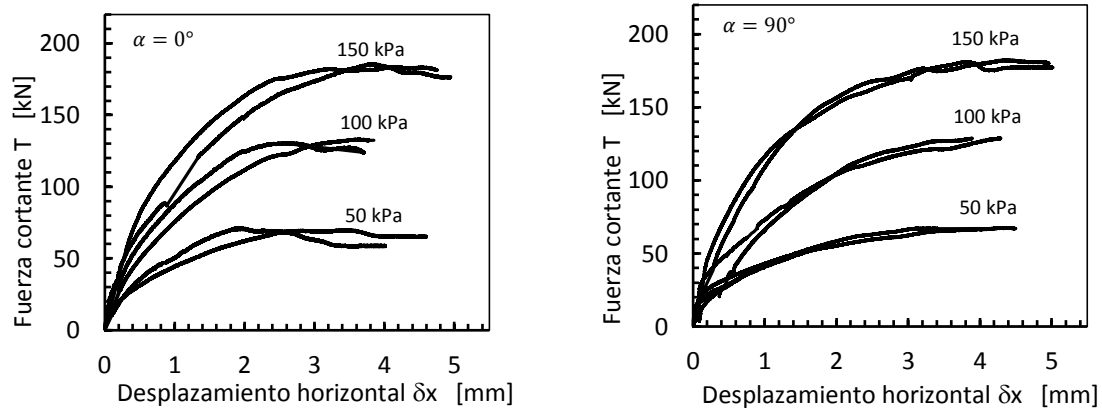


Figura 24. Resultados del ensayo de corte directo.

Dos conclusiones principales se obtienen de la Figura 24: en primer lugar, que todos los niveles de esfuerzos para ambos tipos de muestras llegan a la misma fuerza cortante a largas deformaciones, esto indica que el ángulo de fricción interna φ_c coincide con el estado crítico $\varphi_c = 20.5^\circ$. Además los ensayos no presentan picos, lo cual es coherente ya que todas las muestras se encontraban en un estado normalmente consolidado. En segundo lugar, la diferencia existente entre la rigidez de las muestras cortadas vertical y horizontalmente. Nuevamente, las muestras cortadas con ejes horizontalmente son menos rígidas que las cortadas verticalmente, ésta observación es corroborada con experimentos previos.

6. Simulación de los resultados experimentales con el modelo hipoplástico para arcillas isotrópicas (Mašín, 2005)

En esta sección, los ensayos oedométricos y de corte directo realizados sobre el Caolín son simulados. Para esto, se utiliza el modelo hipoplástico para arcillas de (MAŠÍN D. , 2005), el cual emplea los parámetros mencionados en la Tabla 1. Dos sets de parámetros fueron calibrados, uno para muestras talladas verticalmente y otro para muestras talladas horizontalmente. Durante el proceso de calibración, se detectó que los parámetros λ^* , N dependían del eje de sedimentación, y que los parámetros κ^* , φ_c y r se mantenían constante independientemente de la anisotropía inherente del material. El hecho de que el ángulo de fricción crítico permanezca constante está de acuerdo con lo planteado por otros autores (Fuentes & Triantafyllidis, 2015). Los parámetros calibrados se listan en la Tabla 10. Se observa que la relación de λ^* (0.77) está dentro del rango obtenido del módulo de Young con los ensayo de compresión inconfiada (0.6-0.8). El modelo constitutivo se implementó mediante una subrutina UMAT en Fortran, la cual es compatible con el software Abaqus Standard. Un esquema de integración explícito paso a paso mediante un algoritmo es aplicado, en este, pequeños pasos de integración se seleccionaron para asegurar la convergencia numérica. La subrutina del material ha sido previamente calibrada y verificada (MAŠÍN D. , 2005) (MAŠÍN D. , 2006).

Tabla 10. Valores de los parámetros para muestras con ejes de sedimentación horizontales y verticales.

	$\alpha = 90^\circ$	$\alpha = 0^\circ$	Relación ($\alpha = 90^\circ / \alpha = 0^\circ$)
N	0.79	0.92	0.86
λ^*	0.085	0.11	0.77
κ^*	0.011	0.011	1.00
r	0.300	0.300	1.00
φ_c	20.50	20.50	1.00

El primer ensayo corresponde a la compresión oedométrica, esta es plasmada en la Figura 25. Las simulaciones asumen condiciones de “element test”, en el cual los esfuerzos y deformaciones son asumidos homogéneos. Las simulaciones muestran resultados satisfactorios del ajuste de acuerdo a las curvas experimentales del ensayo. Los ciclos de descarga-recarga, son también simulados a pesar de que el modelo carece del efecto para pequeños cambios de la rigidez.

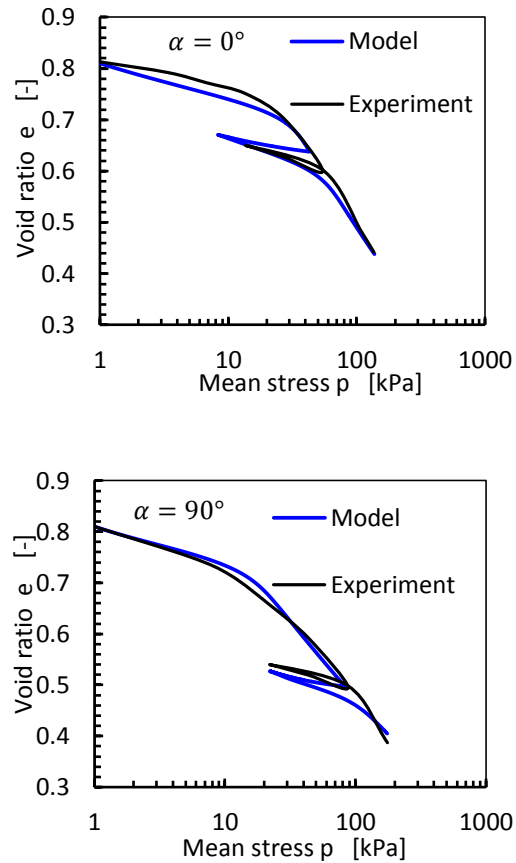


Figura 25. Simulación del ensayo oedométrico para el Caolín. Superior) Muestras con eje vertical de sedimentación $\alpha = 0^\circ$. Inferior) Muestras con eje horizontal de sedimentación $\alpha = 90^\circ$.

Tabla 11. Condiciones iniciales para la simulación del ensayo de corte directo.

Esfuerzo Vertical [kPa]	Relación de vacíos inicial	
	$\alpha = 0^\circ$	$\alpha = 90^\circ$
50	0.63	0.57
100	0.53	0.49
150	0.46	0.44

Ahora se analizan las simulaciones del ensayo de corte directo. Estas simulaciones no pueden ser asumidas con condición de “element test”, considerando que la banda induce un cortante a la muestra. Por esto, sus simulaciones son realizadas como un problema de valor de contorno en elementos finitos. La muestra tiene forma

circular con diámetro de 6.35 cm y un alto de 2 cm. No se realizaron particiones para evitar la interface de los elementos entre la parte inferior y superior de la muestra. El enmallado se aprecia en la Figura 26 (superior). Los ensayos fueron simulados bajo condiciones drenadas, y los elementos finitos fueron 3D con análisis estático. No se consideró la gravedad debido a la pequeña altura de la muestra. Las condiciones iniciales para esfuerzos verticales y relaciones de vacíos fueron dadas de acuerdo a las mediciones experimentales, que están reportadas en la Tabla 11. Un ejemplo de la malla distorsionada luego de las simulaciones se muestra en la Figura 26 (inferior). Los resultados en los ejes de fuerza cortante T contra desplazamiento horizontal δ_x se muestran en la Figura 27 y presenta una predicción adecuada del modelo. Pequeñas discrepancias se observan para el caso de las muestras con eje de sedimentación horizontal $\alpha = 90^\circ$ in Figura 27 (inferior).

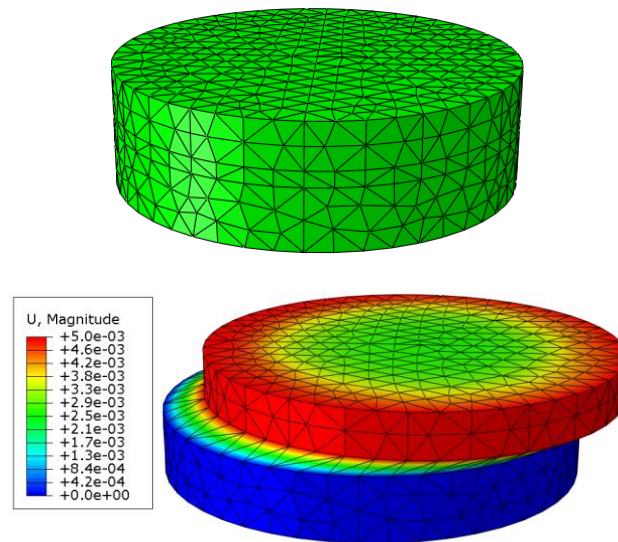


Figura 26. Modelo de elementos finitos para simular el ensayo de corte directo. Superior) enmallado del modelo. Inferior) contornos de los desplazamientos al final de las simulaciones para $\alpha = 0^\circ$.

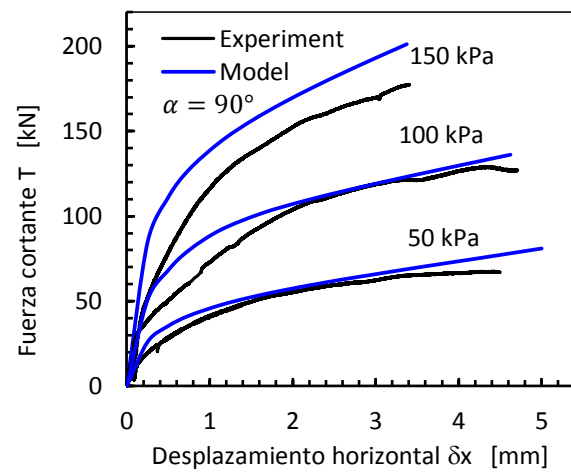
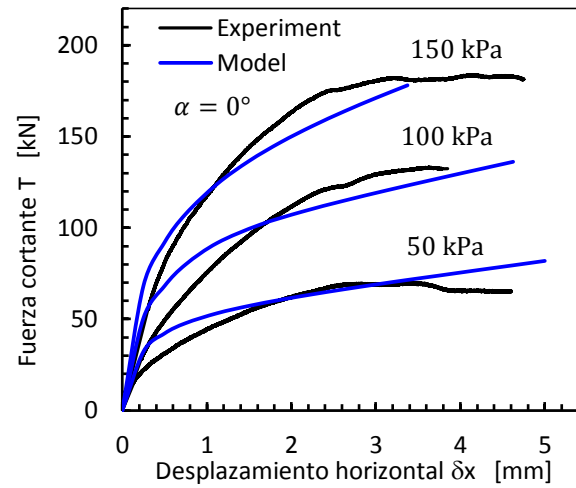


Figura 27. Simulaciones del ensayo de corte directo. Superior) muestras con eje de sedimentación vertical $\alpha = 0^\circ$. Inferior) muestras con eje de sedimentación horizontal $\alpha = 90^\circ$.

7. Simulación de un problema de capacidad portante con los resultados del modelo de (Mašín, 2005)

En esta sección, la influencia de la anisotropía inherente es analizada en un problema de valor de contorno. El problema simula una cimentación rígida corrida con un ancho de 1 m soportada en el terreno natural. Elementos finitos 2D en condiciones de deformación plana fueron considerados para este análisis. Las dimensiones y la malla del problema de valor de contorno se aprecian en la Figura 28. El suelo se encuentra seco, y por tanto se analizan condiciones drenadas con pasos de análisis estáticos. Por simplicidad, la carga de la cimentación corrida es simulada como un desplazamiento vertical de -0.7 m. El resultado de la fuerza de reacción bajo la zapata es directamente proporcional a la capacidad portante última. El problema de valor de contorno es repetido dos veces, uno con parámetros de muestras con eje de sedimentación vertical $\alpha = 0^\circ$ y otro para muestras con eje de sedimentación horizontal $\alpha = 90^\circ$.

Las condiciones iniciales son las siguientes: Un esfuerzo vertical inicial resultante de la carga de la gravedad y un peso específico seco de $\gamma_d = 15 \text{ kN/m}^3$. Un esfuerzo horizontal inicial calculado con el coeficiente lateral de tierra $K_0 = 0.65$. La relación de vacíos es calculada con la línea de normal consolidación de Butterfield $\log((1 + e)) = N - \lambda^* \log(p * F)$ con parámetros para $\alpha = 0^\circ$ y asumiendo un factor $F=1.5$. El último término F fue determinado como una aproximación del comportamiento de una Arcilla normalmente consolidada ante condiciones oedométricas (no isotrópicas). Los desplazamientos horizontales son restringidos lateralmente y los desplazamientos horizontales y verticales son restringidos en la base de la geometría. Un ejemplo de los contornos del esfuerzo desviador final $q = \sqrt{3/2} \parallel \sigma^* \parallel$ se muestra en la Figura 29.

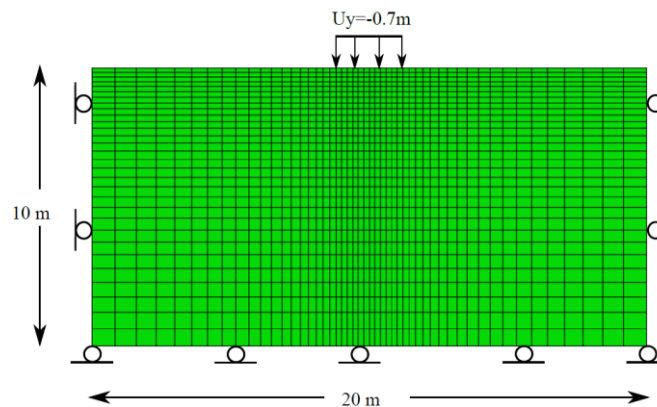


Figura 28. Geometría y enmallado del problema de valor de contorno.

Los resultados de las simulaciones se muestran en la Figura 30. La gráfica muestra la reacción vertical de la zapata contra el asentamiento. El resultado comprueba la conclusión de los ensayos de corte directo y compresión inconfiada en los cuales se plantea que el material con eje de sedimentación horizontal es más blando que el que presenta eje de sedimentación vertical. También se observan discrepancia en la forma como se aproxima la reacción para llegar al máximo asentamiento como se aprecia en la Figura 30. Esto sugiere que la capacidad portante última del suelo depende de la anisotropía del suelo.

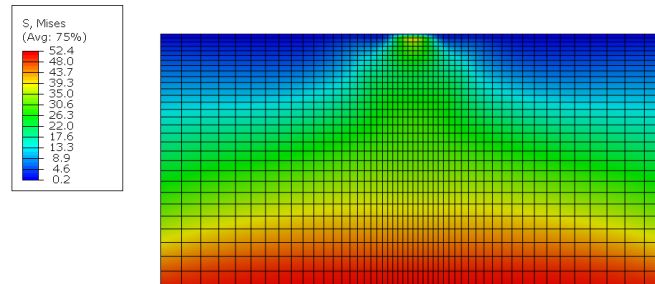


Figura 29. Contornos de esfuerzo desviador $q = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\boldsymbol{\sigma}^*\|$. Valores en kPa.

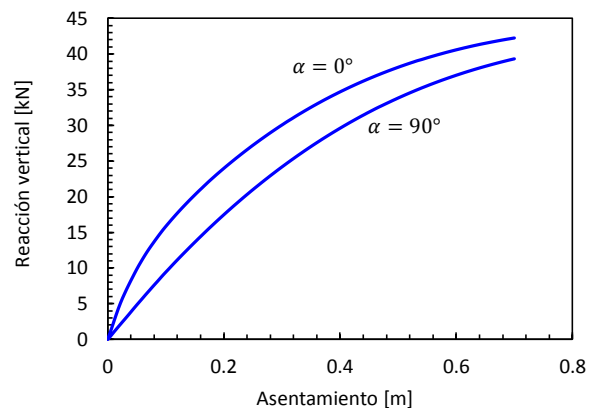


Figura 30. Reacción vertical bajo la Zapata.

8. Simulaciones con el modelo hipoplástico para arcillas anisotrópicas con ISA (AHP+ISA)

En esta sección se describe la extensión del modelo hipoplástico con rigidez anisotrópica de (MAŠÍN D. , 2015) pero con los parámetros del Intergranular Strain Anisotropy (deformación intragranular, ISA) propuesto por (Fuentes & Triantafyllidis, 2015). El proceso de extensión hace referencia a programar en Fortran la implementación de la parte hipoplástica del modelo de Mašín y la parte de deformación intragranular de Fuentes y unirlos en una sola subrutina de Fortran. El resultado de esto es una UMAT, con la programación de ambas metodologías programadas en Fortran que es capaz de simular element tests (Oedometros, cortes directos, triaxiales) y que es compatible con Abaqus Standard, es decir, permite realizar simulaciones en elementos finitos con el modelo de material desarrollado.

Para probar el desempeño de este nuevo modelo, se implementaron los resultados experimentales sobre un caolín bajo ensayos oedométricos, monotónicos y cíclicos de (Wichtmann & Triantafyllidis, 2017). Con este set de datos lo que se pretende es ver si al unir la parte hipoplástica de Mašín con el modelo de ISA es capaz de reproducir mejor el comportamiento de los ensayos. Si el nuevo modelo es capaz de replicar bien el comportamiento ante las cargas cíclicas, se podría concluir que la extensión es buena, de lo contrario, no se recomendaría la extensión. El artículo de (Wichtmann & Triantafyllidis, 2017) posee más de 25 experimentos en total, pero muchos de ellos son para analizar si se garantiza la replicabilidad entre los ensayos. Por esto para la selección de los parámetros se implementaron todos los resultados experimentales, pero para las simulaciones se tomaron los 10 ensayos diferentes que se presentan en la Tabla 12. La notación para las figuras será AHP+IS para denotar anisotropic hypoplasticity with intergranular strain (convencional, para más información ver (MAŠÍN D. , 2015)) y AHP+ISA para hacer referencia a anisotropic hypoplasticity with intergranular strain anisotropy (modelo desarrollado en esta investigación).

Tabla 12. Resumen de ensayos a simular.

Test	Tipo de Test	P_0 [kPa]	OCR [-]	h_0 [mm]	q^{amp} [kPa]	e_0 (exp) [-]	Dirección de corte
T1	Oedometro					Varies	Vertical
T2	Triaxial no drenado	100	1	49.4		1.332	Vertical
T3	Triaxial no drenado	200	1	48.2		1.332	Vertical
T4	Triaxial no drenado	300	1	47.6		1.244	Vertical
T5	Triaxial no drenado	400	1	46.8		1.214	Vertical
T6	Triaxial Cíclico no drenado	200	1	47.4	30	1.250	Vertical
T7	Triaxial Cíclico no drenado	200	1	46.7	45	1.193	Vertical
T8	Triaxial Cíclico no drenado	200	1	46.7	50	1.145	Vertical
T9	Triaxial Cíclico no drenado	200	1	46.4	60	1.202	Vertical
T10	Triaxial Cíclico no drenado	200	1	49.6	45	1.252	Horizontal

Tabla 13. Resumen de parámetros en el modelo AHP+IS.

Parámetro	Valor	Unidad
ϕ	26	[°]
ω	5.7	[-]
λ	0.087	[-]
κ	0.013	[-]
N	1.25	[-]
μ	0.35	[-]
α_G	1.9	[-]
R	0.0001	[-]
β_r	0.022	[-]
χ	0.2	[-]
A_g	750	[-]
n_g	1	[-]
m_{rat}	0.7	[-]

Tabla 14. Resumen de parámetros en el modelo AHP+ISA.

Parámetro	Símbolo	Valor	Unidad
Ángulo de fricción	\emptyset	26	[°]
Exponente SBS	ω	5.7	[-]
Índice de compresión	λ	0.087	[-]
Índice de expansión	κ	0.013	[-]
Volumen específico característico	N	1.25	[-]
Relación de Poisson	μ	0.35	[-]
Grado de anisotropía	α_G	1.9	[-]
Coefficiente de rigidez cortante para pequeñas deformaciones	G_0	30	[-]
Exponente de rigidez cortante para pequeñas deformaciones	n_g	1	[-]
Radio de la superficie de fluencia del modelo IS	R	0.001	[-]
Parámetro de endurecimiento del modelo IS	β_{h0}	0.33	[-]
Mínimo exponente del modelo IS	χ_0	6.5	[-]
Máximo exponente del modelo IS	χ_{max}	22	[-]
Factor de la tasa de acumulación	c_a	0.006	[-]
Máximo parámetro de endurecimiento del modelo IS	β_{hmax}	2	[-]

En primera medida se deben definir los parámetros N y λ que mejor representan el comportamiento de los ensayos, para esto se implementa la ecuación (72). Mediante la Figura 31 se determinan que una buena aproximación son $N = 1.25$ y $\lambda = 0.087$.

$$\ln(1 + e_0) = N - \lambda \ln p_0 \quad (72)$$

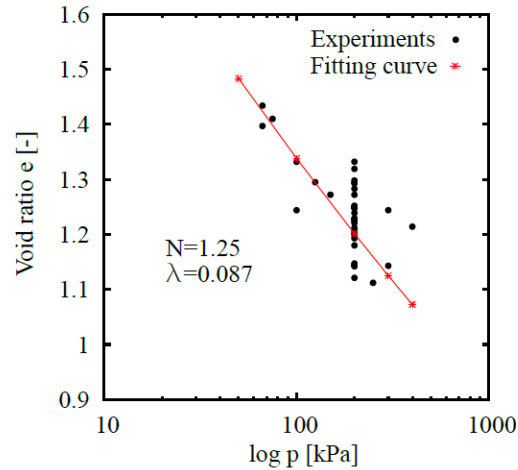


Figura 31. Relaciones de vacíos y esfuerzos de todos los ensayos reportados por (Wichtmann & Triantafyllidis, 2017).

Una vez se realizó estos análisis y con la ayuda del Dr. Mašín, se calibró inicialmente su modelo a ver qué tan satisfactorios eran los resultados. A continuación la Figura 32 presentan los resultados de la curva oedométrica para ambos modelos. Para un mejor entendimiento y análisis de los resultados cada simulación se llevó a la misma cantidad de ciclos que los experimentos.

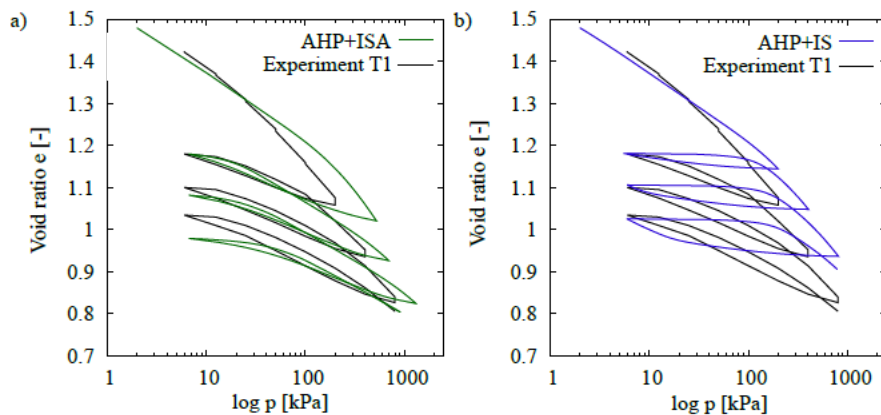


Figura 32. Resultados de la curva oedométrica del modelo con a) (MAŠÍN D. , 2015). b) Modelo propuesto.

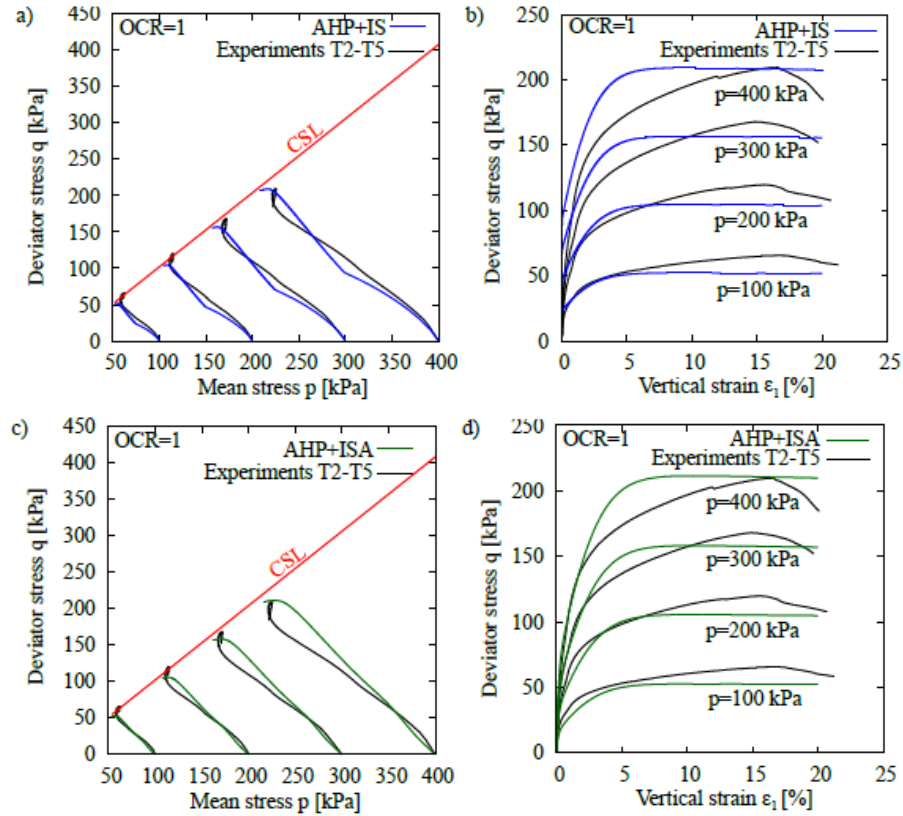


Figura 33. Ensayos triaxiales no drenados en a),b) AHP+IS. c),d) AHP+ISA.

Los resultados de la Figura 33 muestran en la parte a) de p vs q , que el modelo se rigidiza demasiado, lo que lleva a presentar un quiebre cuando va por aproximadamente la mitad del test. Por otro lado, en la gráfica b) de la deformación vertical vemos que aun cuando el modelo ajusta relativamente bien los experimentos presenta problemas de rigidez inicial, la cual es demasiado alta a comparación de los ensayos. Por otro lado, la gráfica c) muestra que la propuesta del nuevo modelo ajusta considerablemente mejor la pendiente de p vs q y la pendiente de la rigidez en la curva d).

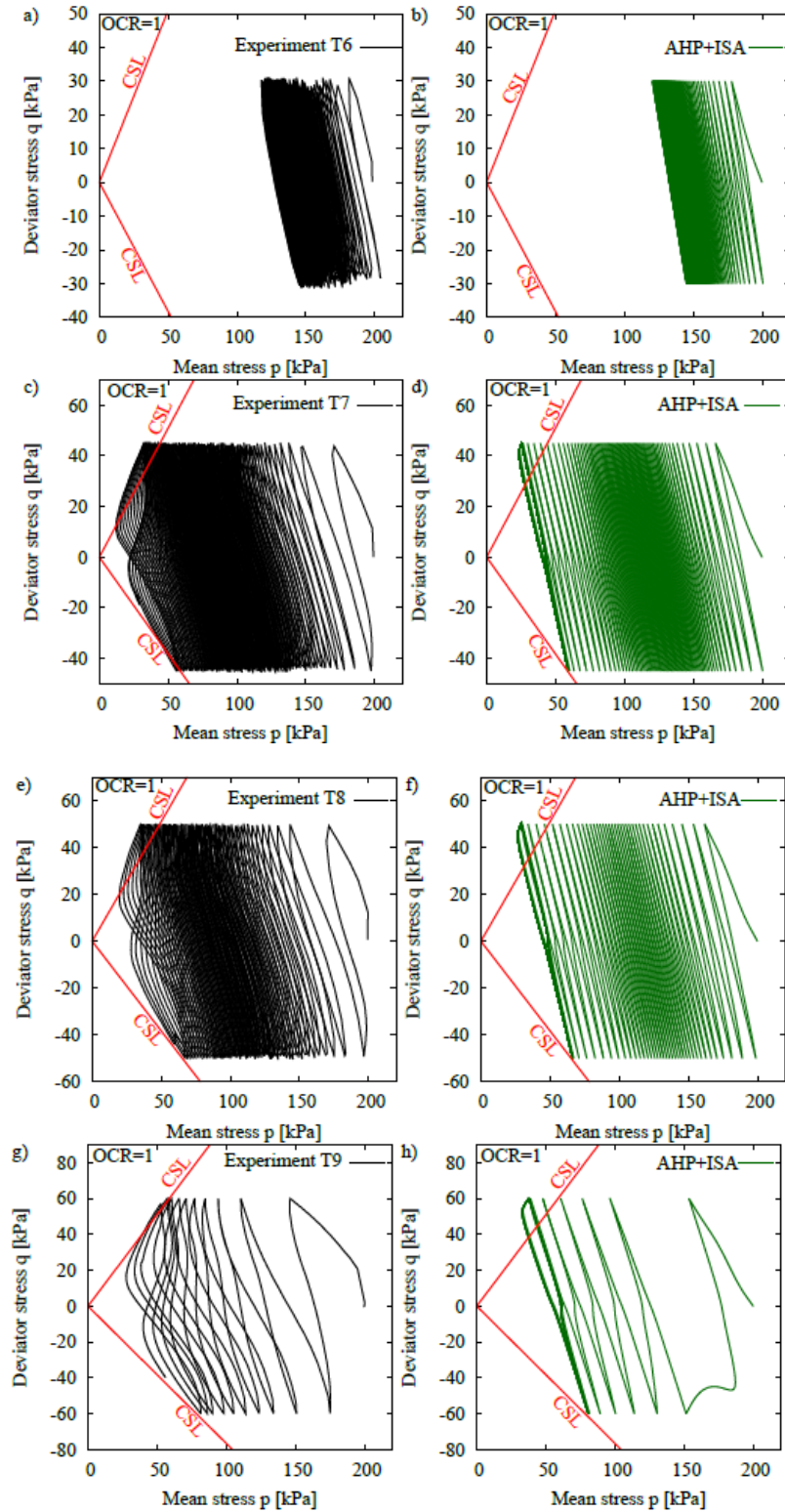


Figura 34. Ensayos triaxiales cíclicos no drenados en el plano p vs q para los experimentos reportados por (Wichtmann & Triantafyllidis, 2017) y el modelo AHP+ISA.

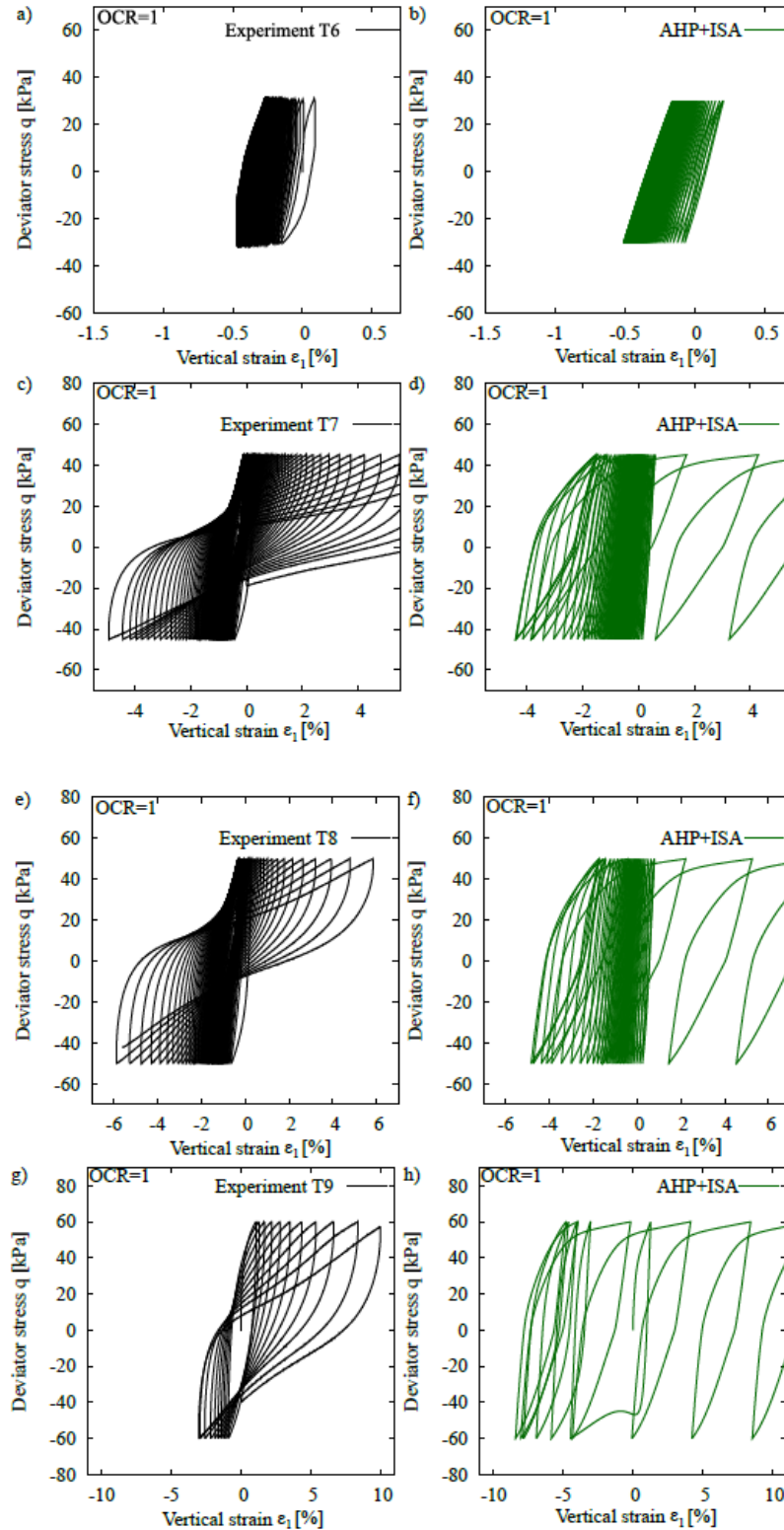


Figura 35. Ensayos triaxiales cíclicos no drenados en el plano q vs ε_1 para los experimentos reportados por (Wichtmann & Triantafyllidis, 2017) y el modelo AHP+ISA.

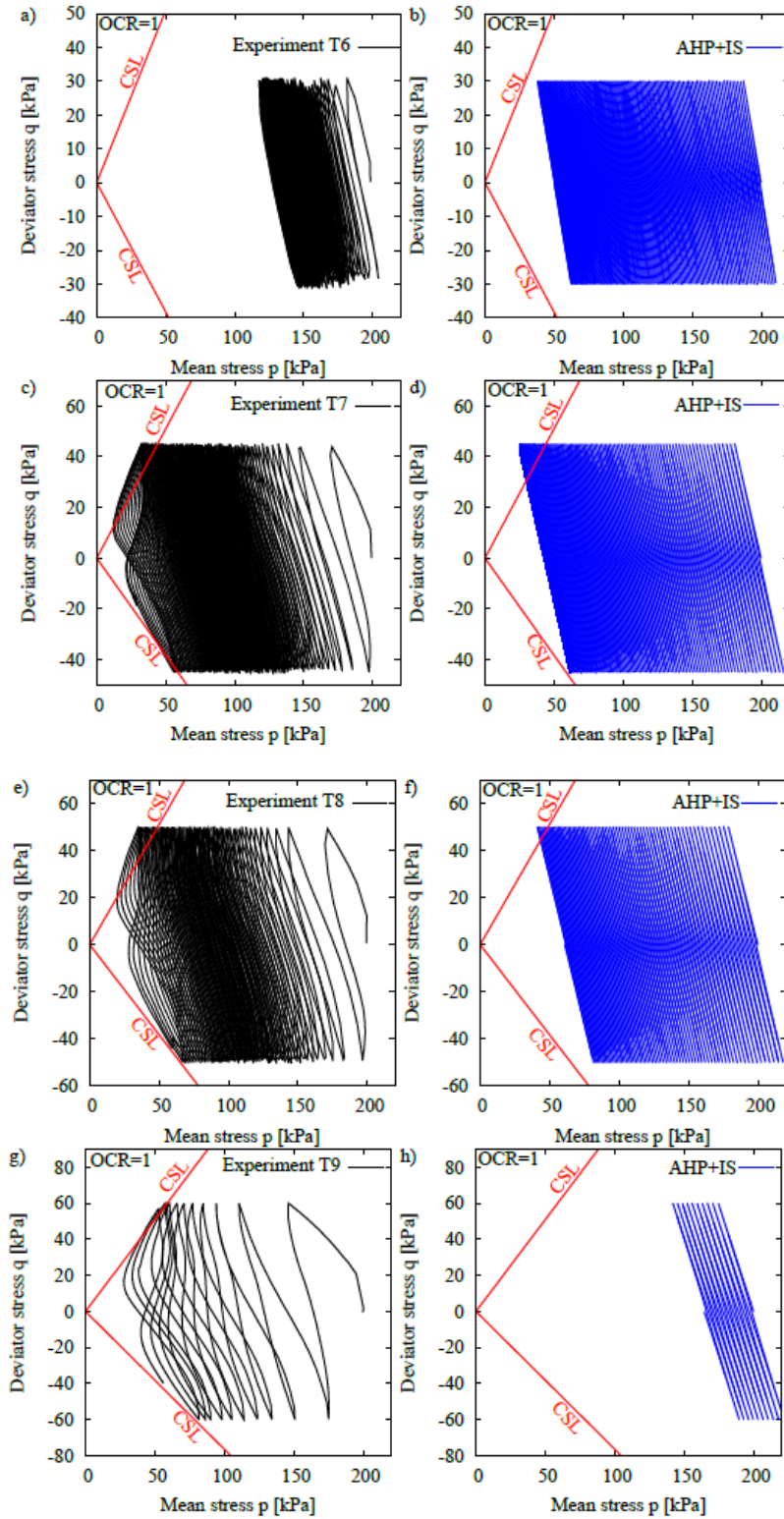


Figura 36. Ensayos triaxiales cíclicos no drenados en el plano p vs q para los experimentos reportados por (Wichtmann & Triantafyllidis, 2017) y el modelo AHP+IS.

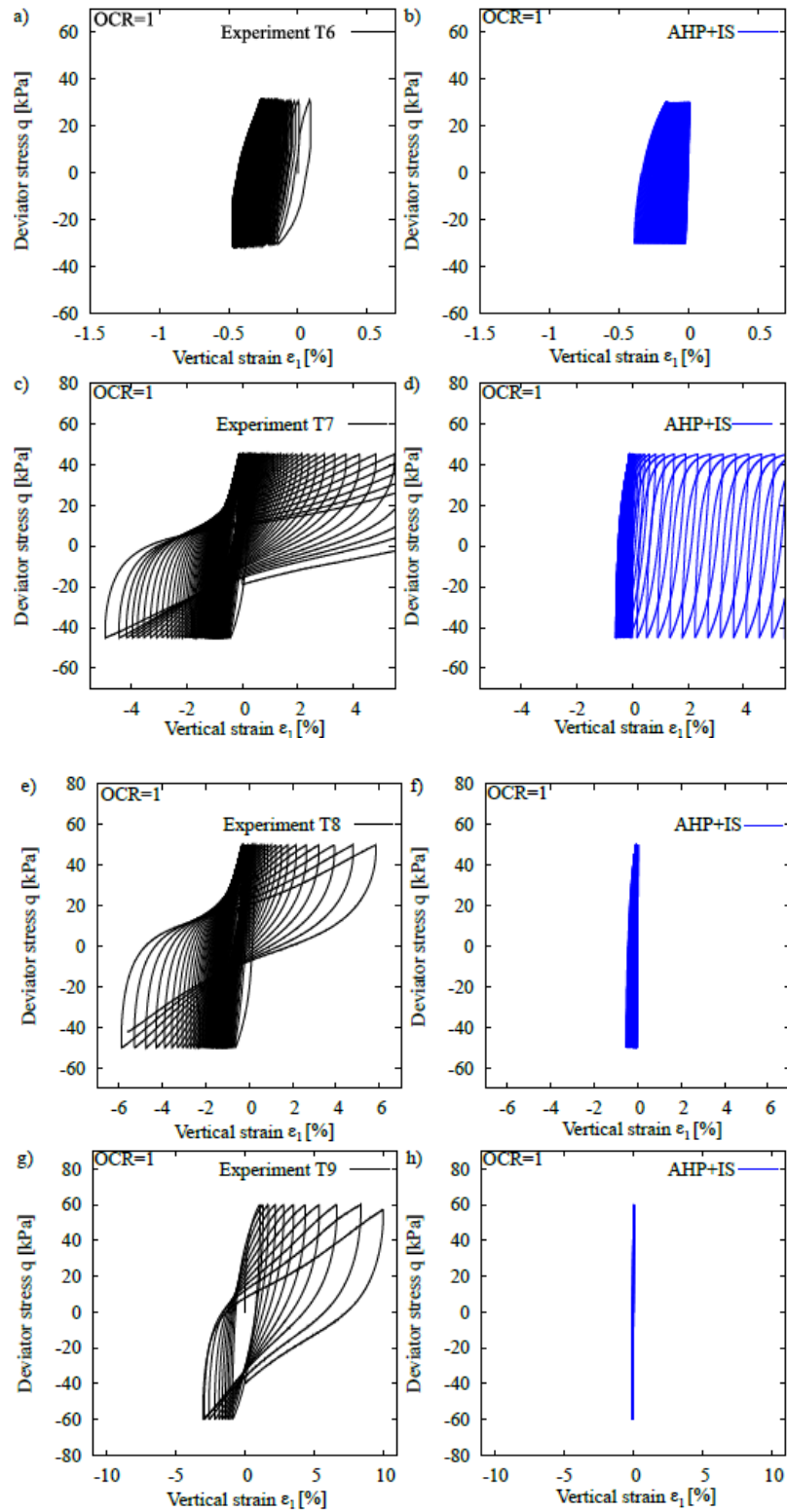


Figura 37. Ensayos triaxiales cíclicos no drenados en el plano q vs ε_1 para los experimentos reportados por (Wichtmann & Triantafyllidis, 2017) y el modelo AHP+IS.

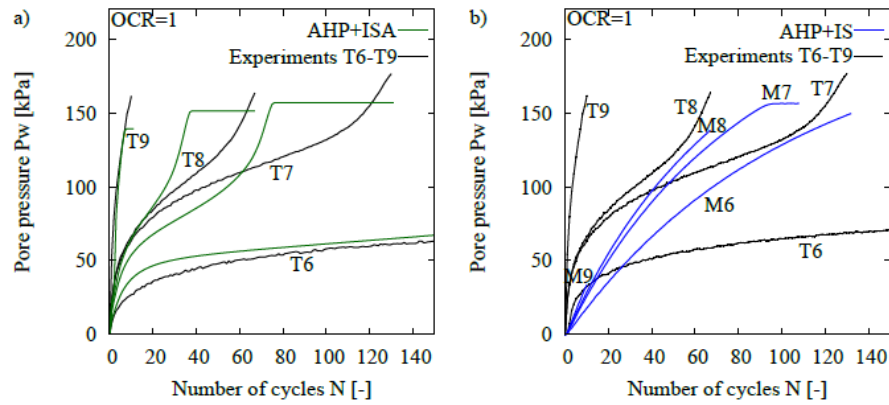


Figura 38. Acumulación de presión de poros para los ensayos triaxiales cíclicos no drenados a) AHP+ISA, b) AHP+IS.

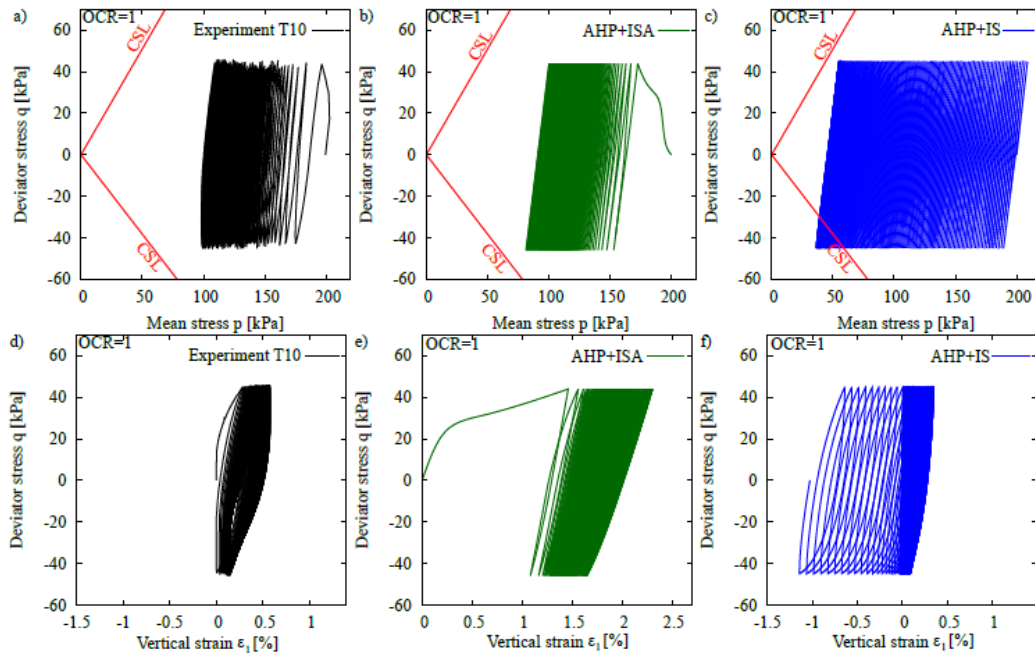


Figura 39. Ensayos triaxiales cíclicos no drenados en el plano p vs q para los experimentos reportados por (Wichtmann & Triantafyllidis, 2017) y b), e) Modelo AHP+ISA. c), f) Modelo AHP+IS.

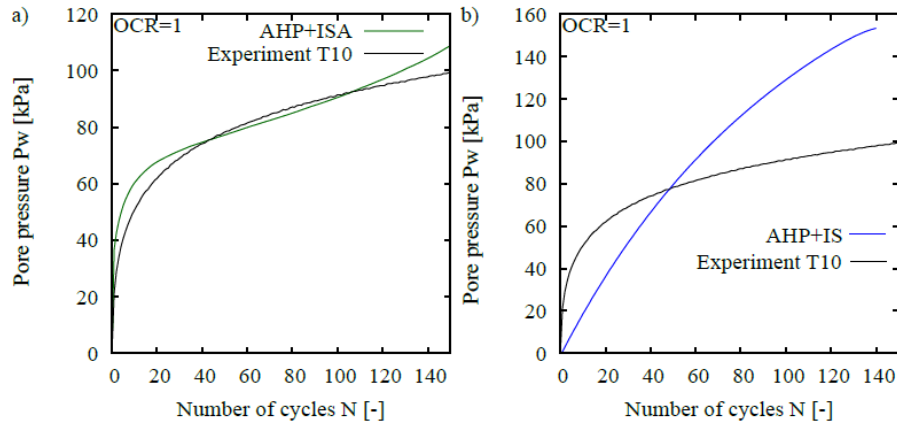


Figura 40. Acumulación de presión de poros para los ensayos triaxiales cíclicos no drenados a) AHP+ISA, b)AHP+IS.

En todas las simulaciones se evidenció que el modelo AHP+ISA presenta un mejor desempeño que el modelo AHP+IS, sobre todo cuando se involucran cargas cíclicas. Por esto, se hace sumamente importante implementar este modelo ante problemas cíclicos en los cuales se presentan arcillas con características anisotrópicas. A continuación se presenta la variación de los resultados en términos de esfuerzos y acumulación de presión de poros de cada una de las variables del modelo ISA.

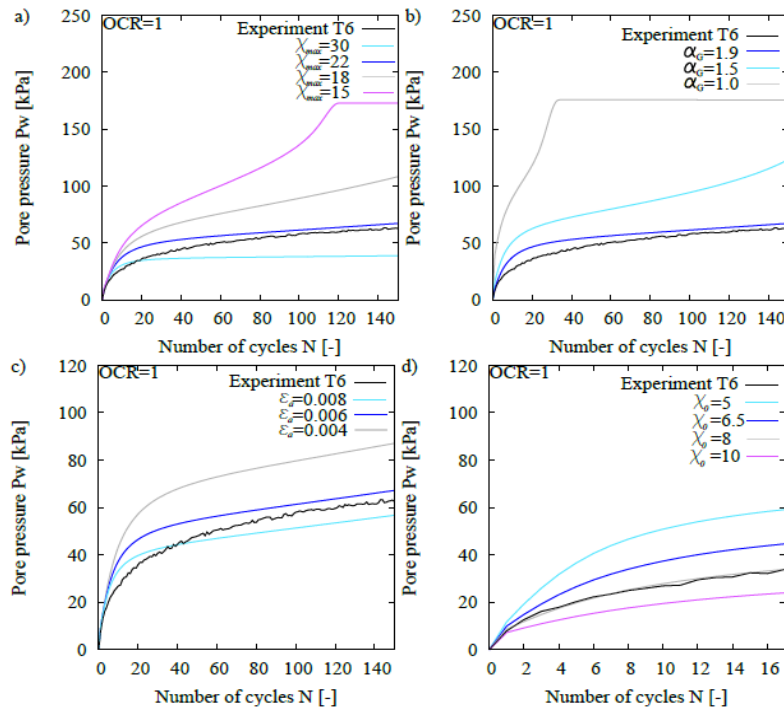


Figura 41. Variación de la acumulación de presión de poros con cada ciclo para cada una de las nuevas variables de deformación intragranular del modelo ISA.

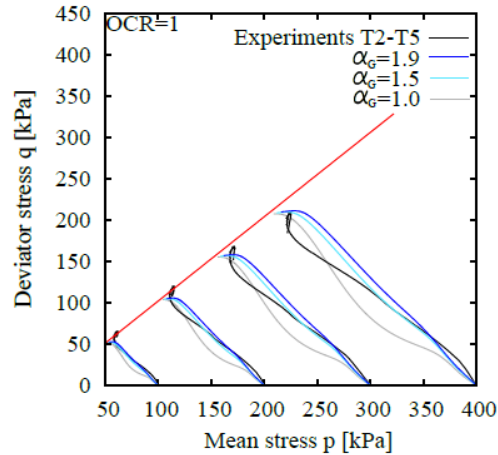


Figura 42. Variación del comportamiento en la curva p vs q para diferentes grados de anisotropía.

9. Aplicación del modelo AHP+ISA en pilotes

En esta sección se analiza el comportamiento de una estructura geotécnica convencional. Para esto, se implementa el modelo desarrollado AHP+ISA y dos análisis diferentes, en primer lugar se implementan los parámetros anisotrópicos, y en segundo lugar la calibración de los experimentos, pero ahora bajo condiciones isotrópicas. Esto se realiza con el objetivo de analizar la influencia de la anisotropía en el comportamiento de la estructura analizada. La Tabla 15 resume los tests simulados y la Tabla 16 resume los parámetros implementados para cada condición de análisis. Las Figura 45 a la Figura 48 los resultados de la calibración del modelo para ambas condiciones y se observa que tanto para muestras isotrópicas como anisotrópicas cortadas verticalmente la aproximación es bastante buena, pero tal y como se esperaba, para las muestras cortadas horizontalmente, el modelo anisotrópico presenta mejores estimaciones que el modelo isotrópico.

Tabla 15. Resumen de ensayos a simular.

Test	Tipo de Test	P_0 [kPa]	q^{amp} [kPa]	OCR [-]	h_0 [mm]	e_0 (exp) [-]	α_g [-]	Dirección de corte
T1	Oedometro				50.0	Varies	1.9	Vertical
T2	Triaxial no drenado	100		1	49.4	1.332	1.0	Vertical
T3	Triaxial no drenado	100		1	49.4	1.332	1.9	Vertical
T4	Triaxial no drenado	300		1	47.6	1.244	1.0	Vertical
T5	Triaxial no drenado	300		1	47.6	1.244	1.9	Vertical
T6	Triaxial Cíclico no drenado	200	40	1	46.7	1.147	1.0	Vertical

T7	Triaxial Cíclico no drenado	200	40	1	46.7	1.147	1.9	Vertical
T8	Triaxial Cíclico no drenado	200	45	1	46.7	1.193	1.0	Vertical
T9	Triaxial Cíclico no drenado	200	45	1	46.7	1.193	1.9	Vertical
T10	Triaxial Cíclico no drenado	200	50	1	46.7	1.145	1.0	Vertical
T11	Triaxial Cíclico no drenado	200	50	1	46.7	1.145	1.9	Vertical
T12	Triaxial Cíclico no drenado	200	60	1	46.4	1.202	1.0	Vertical
T13	Triaxial Cíclico no drenado	200	60	1	46.4	1.202	1.9	Vertical
T14	Triaxial Cíclico no drenado	200	45	1	49.6	1.252	1.0	Horizontal
T15	Triaxial Cíclico no drenado	200	45	1	49.6	1.252	1.9	Horizontal

Tabla 16. Resumen de parámetros en el modelo AHP+ISA, para condiciones anisotrópicas e isotrópicas.

Parámetro	Símbolo	Valor anisotrópico	Valor isotrópico	Unidad
Ángulo de fricción	ϕ	26	26	[°]
Exponente SBS	ω	5.7	4.5	[-]
Índice de compresión	λ	0.087	0.087	[-]
Índice de expansión	κ	0.013	0.013	[-]
Volumen específico característico	N	1.25	1.25	[-]
Relación de Poisson	μ	0.35	0.25	[-]
Grado de anisotropía	α_G	1.9	1.0	[-]
Coefficiente de rigidez cortante para pequeñas deformaciones	G_0	30	30	[-]
Exponente de rigidez cortante para pequeñas deformaciones	n_g	1	1	[-]
Radio de la superficie de fluencia del modelo IS	R	0.001	0.001	[-]
Parámetro de endurecimiento del modelo IS	β_{h0}	0.33	0.20	[-]
Mínimo exponente del modelo IS	χ_0	6.5	8.0	[-]
Máximo exponente del modelo IS	χ_{max}	22	26	[-]
Factor de la tasa de acumulación	c_a	0.006	0.008	[-]
Máximo parámetro de endurecimiento del modelo IS	β_{hmax}	2	2	[-]

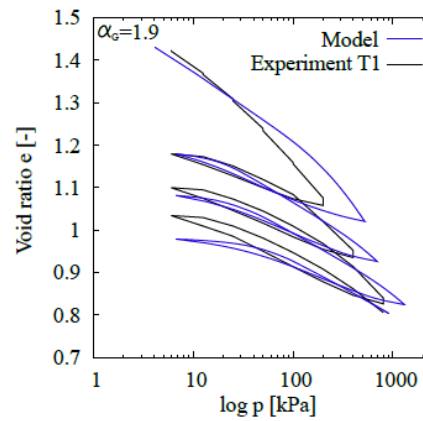


Figura 43. Ensayos oedométrico y su simulación para condiciones anisotrópicas.

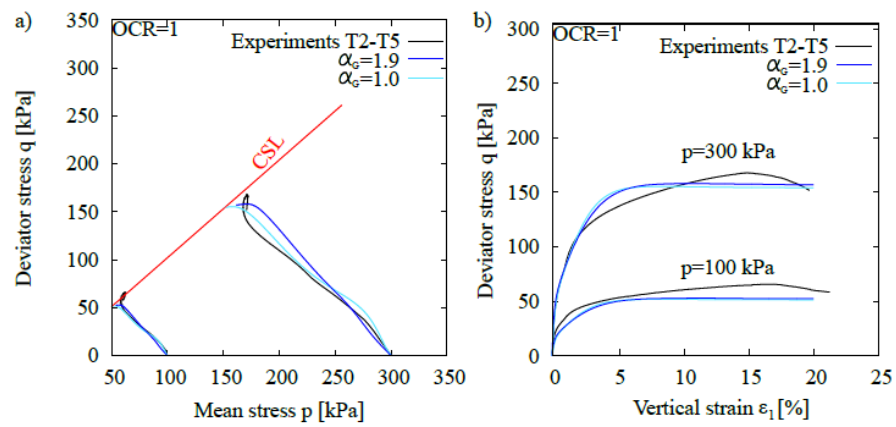


Figura 44. Ensayos triaxiales no drenados bajo condiciones isotrópicas y anisotrópicas.

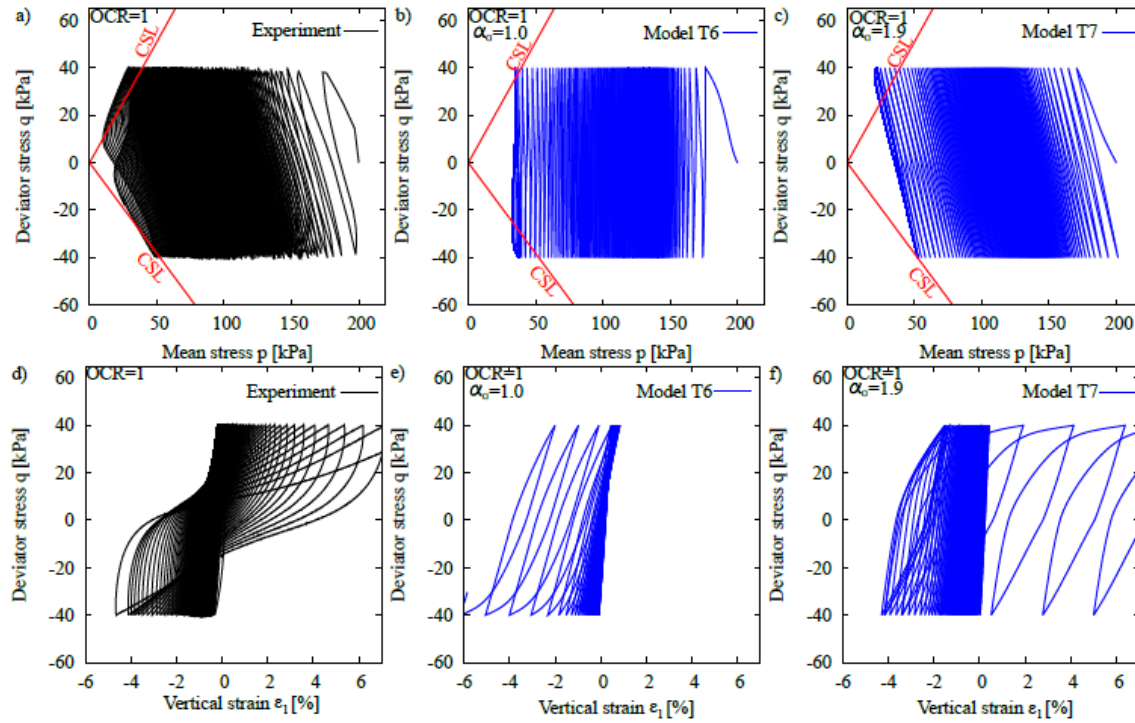


Figura 45. Ensayo triaxial cíclico no drenado del experimento cortado verticalmente, bajo simulación isotrópica y anisotrópica.

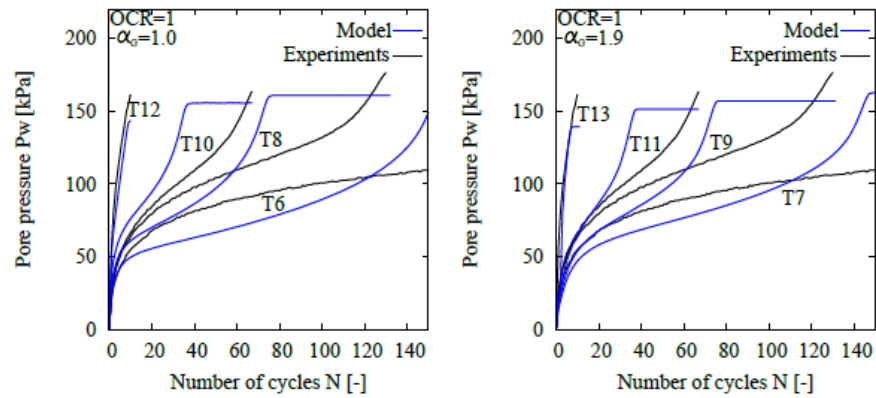


Figura 46. Acumulación de presión de poros para diferentes ensayos cortados verticalmente con condiciones isotrópicas y anisotrópicas.

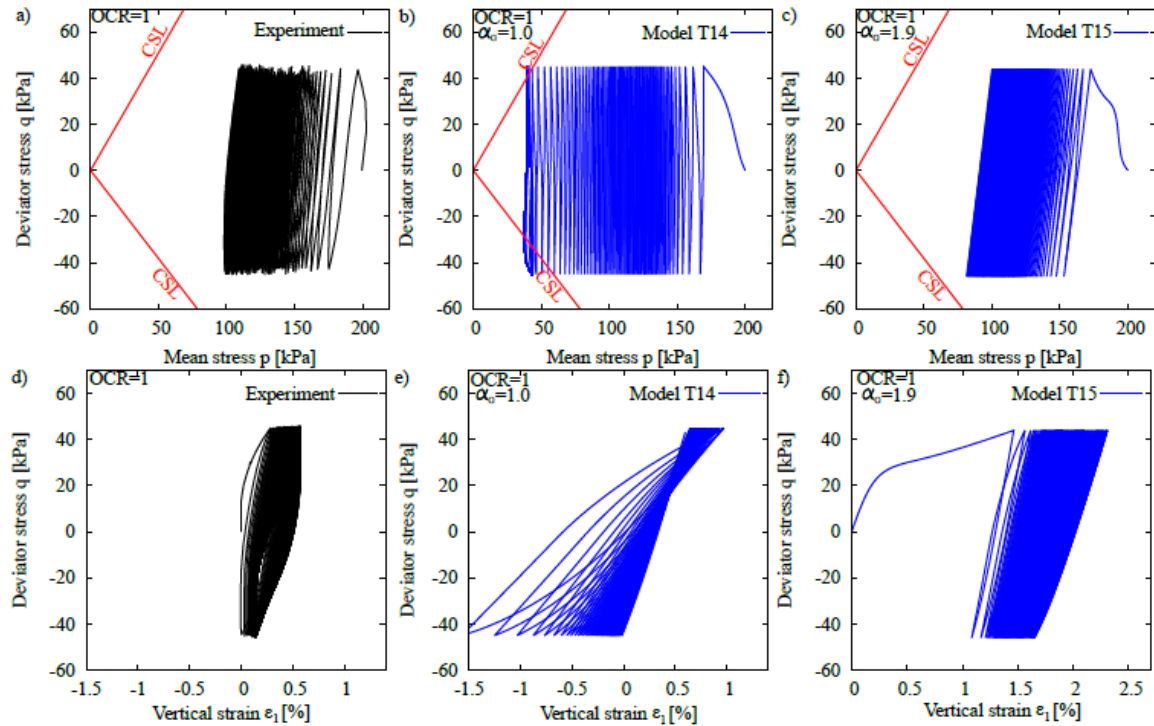


Figura 47. Ensayo triaxial cíclico no drenado del experimento cortado horizontalmente, bajo la simulación isotrópica y anisotrópica.

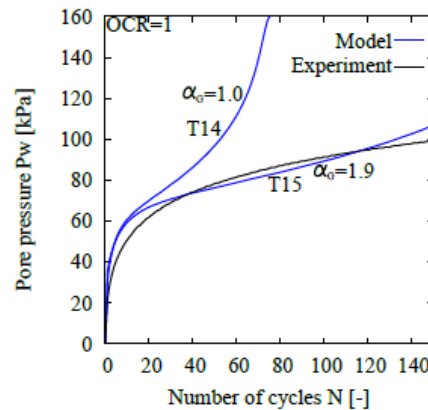


Figura 48. Presión de poros para el triaxial cíclico no drenado cortado horizontalmente, bajo simulación isotrópica y anisotrópica.

El modelo previamente calibrado bajo condiciones isotrópicas y anisotrópicas fue implementado mediante las subrutinas en Fortran y la UMAT de este modelo de material para su implementación en el software de elementos finitos Abaqus Standard.

El problema de elementos finitos fue analizado en un modelo en 3D, el pilote se analizó bajo 4 consideraciones, las cuales se aprecian en la Tabla 18. El modelo se

analizó bajo condiciones saturadas. Las condiciones de frontera son: lateralmente se restringieron los desplazamientos horizontales ($U_1=U_2=0$) y en la parte inferior del modelo, se restringieron todos los movimientos ($U_1=U_2=U_3=0$). Para que la simulación fuera más realista, se consideró una interacción suelo-estructura de tipo Tie con una penalidad equivalente a $\frac{2}{3}\varphi$. La geometría analizada se presenta en la Figura 49. Las simulaciones fueron realizadas con las calibraciones isotrópicas y anisotrópicas. La Tabla 16 y la Tabla 17 muestran los parámetros de las arcillas y el concreto del pilote respectivamente.

Tabla 17. Parámetros del modelo de material para el concreto

	Descripción	Valor	Unidad
Modelo Elástico Lineal			
E	Módulo de Young	23,000	[MPa]
ν	Relación de Poisson	0.24	[-]
ρ	Densidad	2,400	[kg/m ³]

Tabla 18. Condiciones de carga para el análisis del pilote.

Modelo de suelo	Dirección de la carga	Magnitud	Unidad
AHP+ISA: Isotrópico	Vertical	1000	[kN]
AHP+ISA: Anisotrópico	Vertical	1000	[kN]
AHP+ISA: Isotrópico	Horizontal	1000	[kN]
AHP+ISA: Anisotrópico	Horizontal	1000	[kN]

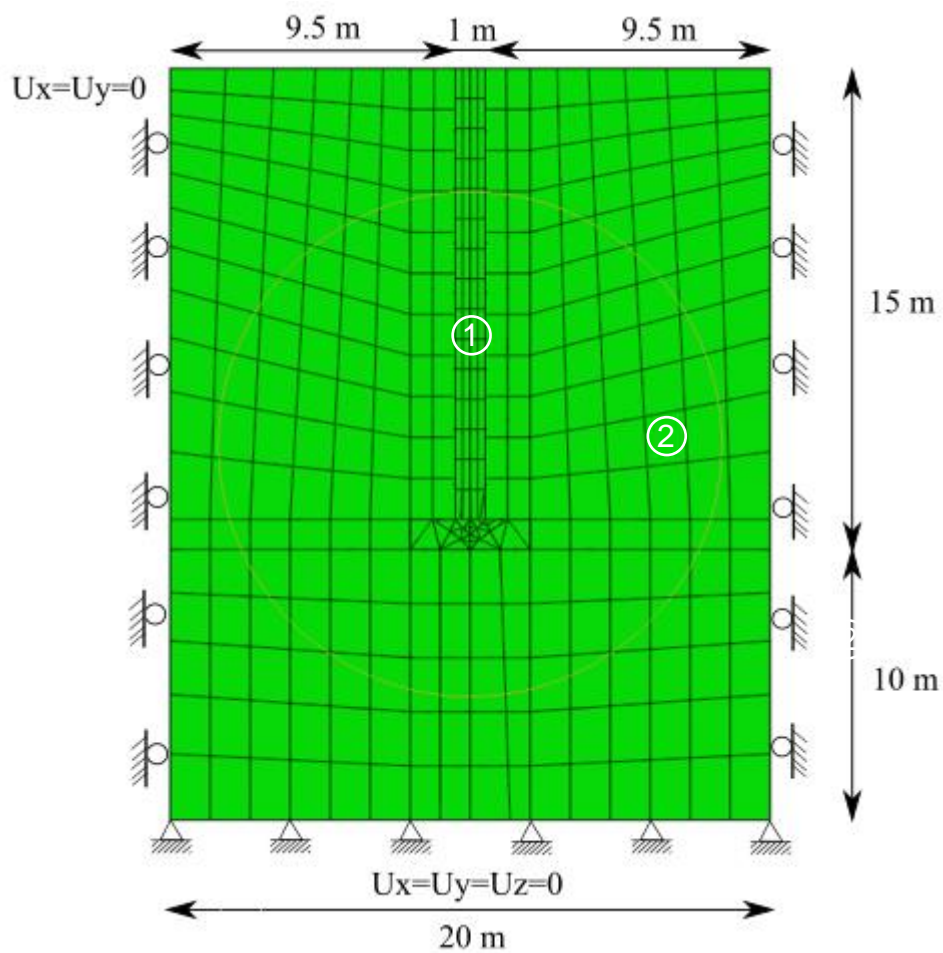


Figura 49. Dimensiones del pilote y condiciones de borde.

Tabla 19. Materiales especificados en la Figura 49.

	Descripción	Modelo
1	Pilote	Elástico lineal
2	Suelo	AHP+ISA

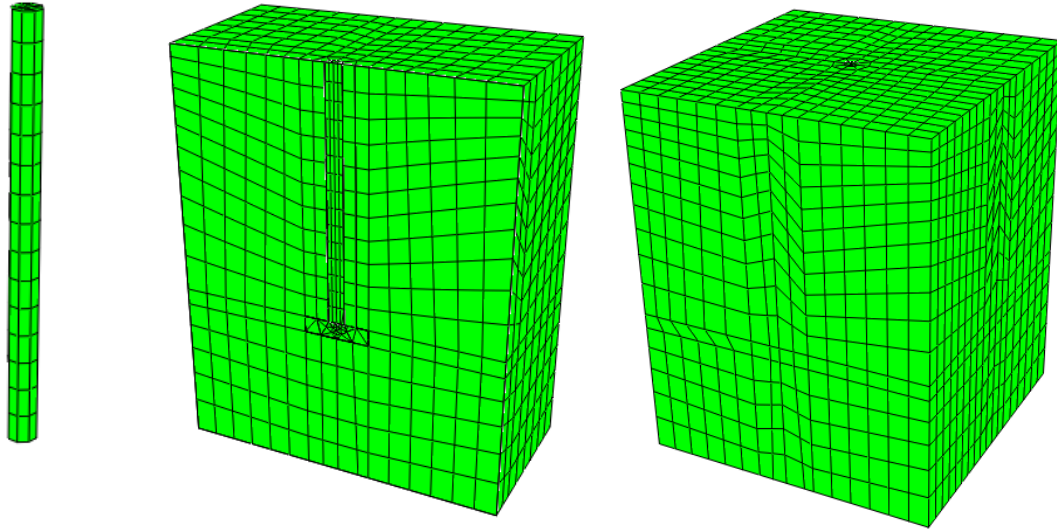


Figura 50. Enmallado del suelo y el pilote.

Al simular este problema bajo las condiciones establecidas en la Tabla 18 y las calibraciones de los experimentos para el modelo calibrado de forma isotrópica y anisotrópica, se obtienen los resultados presentados en la Figura 51.

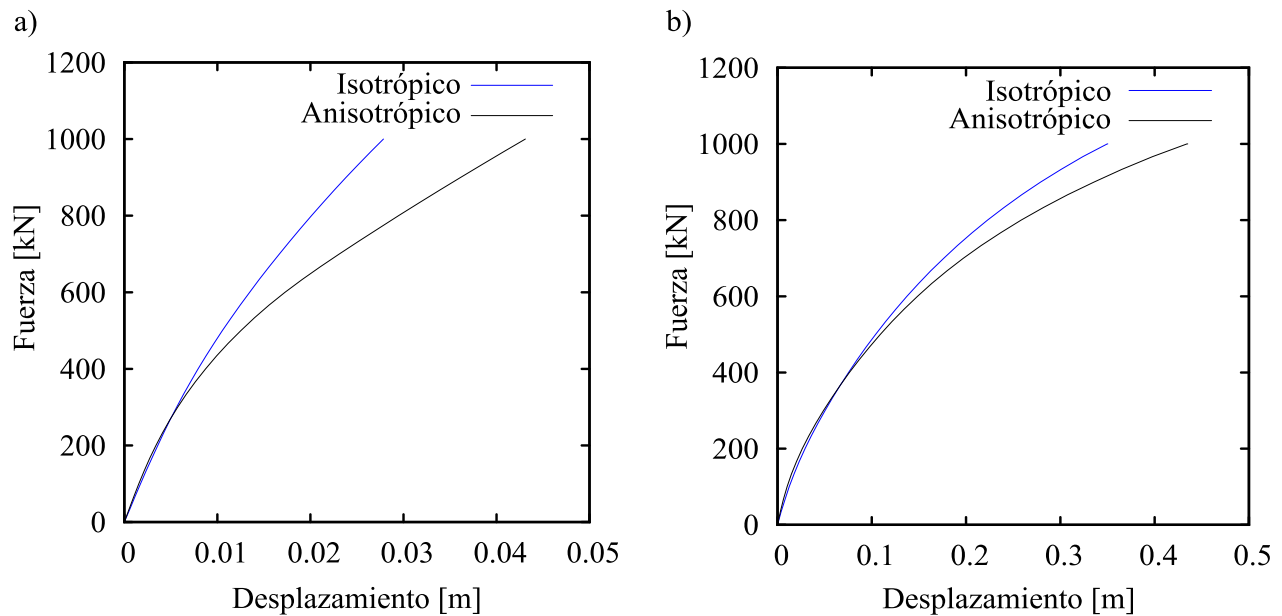


Figura 51. Análisis de fuerza y desplazamiento para el modelo con condiciones isotrópicas y anisotrópicas a) carga vertical, b) carga horizontal.

10. Conclusiones

En la primera fase de esta investigación se analizó la anisotropía inherente de una arcilla tipo caolín. Los resultados experimentales muestran una significativa influencia de la anisotropía inherente. Los ensayos de permeabilidad muestran que las muestras con eje de sedimentación horizontal poseen una permeabilidad de aproximadamente dos veces la permeabilidad de las muestras con eje de sedimentación vertical. La influencia de la anisotropía inherente fue también corroborada en las curvas de esfuerzo-deformación reportadas en los ensayos de compresión inconfiada, oedométrico y corte directo, todos estos mostraron que las muestras con eje de sedimentación horizontal presentan un comportamiento menos rígido y de menor resistencia al esfuerzo cortante.

El proceso de calibración del modelo hipo-plástico para arcillas de (MAŠÍN D. , 2005) mostró que alguno parámetros no son dependientes de la anisotropía inherente. Este es el caso del índice de compresión κ^* , del ángulo de fricción crítico φ_c y el factor de rigidez r . Estos parámetros son los responsables de las descargas bajo condiciones isotrópicas o oedométricas, y de estado crítico del suelo. Además, se realizó una simulación de la capacidad portante última con elementos finitos y se encontró que la consideración de la anisotropía inherente es relevante en los análisis geotécnicos y no debe ser ignorada.

En la segunda fase de esta investigación, se realizó la extensión del modelo hipoplástico de (MAŠÍN D. , 2015). Los resultados mostraron que al implementar la extensión de la deformación intragranular propuesta por (Fuentes & Triantafyllidis, 2015), el desempeño del modelo mejora considerablemente, sobre todo ante cargas cíclicas. Esta nueva extensión permite la simulación de arcillas anisotrópicas ante cargas estáticas y cíclicas con un buen desempeño. Adicionalmente, se encontró que el modelo AHP+ISA puede predecir muy efectivamente el exceso de presión de poros de los ensayos analizados.

En la tercera fase de esta investigación, se calibraron todos los experimentos usados para la validación del modelo AHP+ISA, pero ahora bajo condiciones isotrópicas ($\alpha_G = 1$). Bajo estas condiciones, se evidenció que el modelo es capaz de predecir de manera precisa el comportamiento monotónico de las muestras verticales, pero no la pendiente p vs q de los ensayos cíclicos no drenados ni el comportamiento de las muestras horizontales. Con los dos sets de parámetros se realizaron simulaciones en elementos finitos con el software Abaqus Standard de un pilote sometido a cargas horizontales y verticales en los que la respuesta para condiciones isotrópicas y anisotrópicas es totalmente diferente.

Finalmente, los materiales anisotrópicos al poseer una dirección con menor resistencia y rigidez, presentan un plano débil, el cual contribuye a que el material falle más rápidamente por esta dirección. Este hecho se observó en los análisis de capacidad portante y pilotes analizados. Todo esto reafirma el hecho de que la anisotropía inherente no puede ser ignorada en los análisis de ingeniería geotécnica.

11. Limitaciones

En esta investigación se ha demostrado el buen ajuste que es capaz de realizar el modelo propuesto AHP+ISA para suelos arcillosos isotrópicos y anisotrópicos, ante carga estática y dinámica. Sin embargo, todos los ensayos experimentales propios y los reportados por (Wichtmann & Triantafyllidis, 2017) fueron para arcillas de baja y mediana plasticidad. Se recomienda realizar un mayor número de simulaciones para fortalecer las conclusiones del presente estudio.

12. Referencias

- Addenbrooke, T., Potts, D., & Puzrin, A. (1997). The influence of pre-failure soil stiffness on the numerical analysis of tunnel construction. *Géotechnique*, 47(3), 693–712.
- Airey, D., & Wood, D. (1987). An evaluation of direct simple shear tests on clay. *Géotechnique*, 37(1), 25-35.
- Al-Karni, A., & Al-Shamrani, M. (2000). Study of the effect of soil anisotropy on slope stability using method of slices. *Computers and Geotechnics*, 26 , 83-103.
- Al-Tabbaa, A., & Wood, D. (1988). Some measurements of the permeability of kaolin. *Géotechnique*, 38(3), 453-454.
- Arthur, J. (1988). Cubical devices: Versatility and constraints. *Advanced triaxial testing of soils and rocks*, 977, 743-765.
- Atkinson, J. (1975). Anisotropic elastic deformations in laboratory tests on undisturbed London Clay. *Géotechnique*, 25(2), 357–374.
- Atkinson, J., Richardson, D., & Stallebrass, S. (1990). Effects of recent stress history on the stiffness of overconsolidated soil. *Géotechnique*(40), 531–540.
- Atkinson, J. (2000). Non-linear soil stiffness in routine design. *Géotechnique*, 50(5), 487–508.
- Basak, P. (1972). Soil structure and its Effects on Hydraulic Conductivity. *Soil Science*, 114(6), 417-422.
- Baudet, B., & Stallebrass, S. (2004). A constitutive model for structured clays. *Géotechnique*, 269-278.
- Bellotti, R., Jamiolkowski, M., Presti, D., & O'Neill, D. (1996). Anisotropy of small strain stiffness in Ticino sand. *Géotechnique*, 46(1), 115-131.
- Benz, T. (2007). Small-Strain Stiffness of Soils and its Numerical Consequences. *Phd thesis, University of Stuttgart*.
- Bishop, A., & Hight, D. (1977). The value of Poisson's ratio in saturated soils and rocks stressed under undrained conditions. *Géotechnique*, 27(3), 369–384.
- Bjerrum, L. (1973). Problems of soil mechanics and construction on soft clays and structurally unstable soils (collapsible, expansive and others). *Proc. of the 8th International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering.*, 111{190.
- Bjerrum, L., & Landva, A. (1966). Direct Simple-Shear Tests on a Norwegian Quick Clay. *Géotechnique*, 16(1), 1-20.

- Blanc, M., Di Benedetto, M., & Tiouajni, S. (2011). Deformation characteristics of dray Hostun Sand with principal stress axes rotation. *Soils and Foundations*, 51(4), 749-760.
- Brosse, A. M. (2012). *Study of the anisotropy of three British mudrocks using a Hollow Cylinder Apparatus*. London : Imperial College London, Ph.D Thesis.
- Burland, J. (1990). On the compressibility and shear strength of natural clays. *Géotechnique*, 40(3), 329-378.
- Burland, J., Longworth, T., & Moore, J. (1977). Study of ground movement and progressive failure caused by a deep excavation in Oxford Clay. *Géotechnique*, 27(4), 557-591.
- Burland, J., Rampello, V., Georgiannou, V., & Calabresi, G. (1996). A laboratory study of the strength of four stiff clays. *Géotechnique*, 46(3), 491-514.
- Casagrande, A., & Carrillo, N. (1944). Shear failure of anisotropic materials. *Proceedings of the Boston Society of Civil Engineers*, 31, 74-87.
- Chua, K., Dunstan, T., & Arthur, J. (1977). Induced anisotropy in a sand. *Géotechnique*, 27(1), 13-30.
- Clayton, C. (2011). Stiffness at small strain: research and practice. *Géotechnique*, 61(1), 5-37.
- Duncan, J., & Seed, H. (1965). Errors in strength tests and recommended corrections. *Tech. rep., University of California, Berkeley*.
- Duncan, J., & Seed, H. (1966). Anisotropy and stress reorientation in clay. *J. Soil Mech Found Div ASCE*, 92(SM5), 21-52.
- Franzius, J., Potts, D., & Burland, J. (2005). The influence of soil anisotropy and K_0 on ground surface movements resulting from tunnel excavation. *Géotechnique*, 55(3), 189-199.
- Fuentes, W., & Triantafyllidis, T. (2015). ISA: A constitutive model for deposited sand. En T. Schanz, & A. Hettler, *Aktuelle Forschung in der Bodenmechanik* (págs. 169-187). Bochum.
- Fuentes, W., Triantafyllidis, T., & Lascarro, C. (2017). Evaluating the performance of an ISA-Hypoplasticity constitutive model on problems with repetitive loading. En T. Triantafyllidis, *Holistic Simulation of Geotechnical Installation Processes* (Vol. 82, págs. 341-362). Lecture Notes in Applied and Computational Mechanics, Springer.
- Gaspare, A., Nishimura, S., & Minh, N. (2007). The stiffness of natural London Clay. *Géotechnique*, 57(1), 33-47.

- Gasparre, A. (2005). *Advanced laboratory characterisation of London Clay*. PhD thesis, University of London, Imperial College of Science, Technology and Medicine, London, UK.
- Gasparre, M. (2006). Techniques for performing small-strain probes in the triaxial apparatus. *Géotechnique*, 56(7), 491-495.
- Gibson, R. (1974). Analytical Method In Soil Mechanics. *Géotechnique*, 24(2), 113-140.
- Graham, J., & houlby, G. (1983). Anisotropic elasticity of a natural clay. *Géotechnique*, 33(2), 165-180.
- Gudehus, G. (1996). A comprehensive constitutive equation for granular materials. *Soils and foundations*, 36(1), 1-12.
- Gunn, M. (1993). The prediction of surface settlement profiles due to tunnelling. *Predictive soil mechanics: Proceedings of the Worth Memorial Symposium, London*, 304-316.
- Hight, D., Bond, A., & Legge, J. (1992). Characterization of the Bothkennar Clay - an overview. *Géotechnique*, 42(2), 303-347.
- Hongman, N., & Koseki, J. (2005). Quasi-elastic deformation properties of Toyoura Sand in cyclic triaxial and torsional loadings. *Soils and Foundations*, 45(5), 19-38.
- Hoque, E., & Tatsuoka, F. (2004). Effects of stress ratio on small-strain stiffness during triaxial shearing. *Géotechnique*, 54(7), 429-439.
- Hosseini, R. (2012). Experimental study of the geotechnical properties of UK mudrocks. *Phd Thesis, Imperial College, London*.
- Jardine, J. (1991). Evaluating design parameters for multi-stage construction. In Theory and practice on soft ground: GEO-COAST. *Proc. of the International Conference on Geotechnical Engineering for Coastal Development Yokohama, Japan., 1*, 197-202.
- Jardine, R. (1992). Some observations on the kinematic nature of soil stiffness. *Soils and Foundations*, 32(2), 111-124.
- Jardine, R., & Zdravkovic, L. (1997). Some anisotropic stiffness characteristics of a silt under general stress conditions. *Géotechnique*, 47(3), 407-437.
- Kuwano, R., & Jardine, R. (2002). On the applicability of cross-anisotropic elasticity to granular materials at very small strains. *Géotechnique*, 52(10), 727-749.
- Kuwano, R., Connolly, T., & Jardine, R. (2000). Anisotropic stiffness measurements in a stress-path triaxial cell. *Geotechnical Testing Journal*, 23(2), 141-157.
- Lade, P., & Abelev, V. (2005). Characterization of cross-anisotropic soil deposits from isotropic compression test. *Soils and Foundations*, 45(5), 89-102.

- Lee, K., & Rowe, R. (1989). Deformations caused by surface loading and tunnelling; the role of elastic anisotropy. *Géotechnique*, 39(1), 125-140.
- Lings, M., Pennington, D., & Nash, D. (2000). Anisotropic stiffness parameters and their measurement in a stiff natural clay. *Géotechnique*, 50(2), 109-125.
- Lings, W. (2001). Drained and undrained anisotropic elastic stiffness parameters. *Géotechnique*, 51(6), 555-565.
- Lo, K. (1965). Stability of slopes in anisotropic soil. *ASCE*, 91(SM4), 85-106.
- Love, A. (1927). A Treatise on the Mathematical Theory of Elasticity. *Dover Publications*.
- MAŠÍN, D. (2005). A hypoplastic constitutive model for clays. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 29(4), 311-336.
- MAŠÍN, D. (2006). Hypoplastic models for fine-grained soils. *Ph.D dissertation*. Charles University, Prague.
- Mašín, D. (2012b). Clay hypoplasticity with explicitly defined asymptotic states. *Acta Geotechnica*, 8(5), 481-496.
- MAŠÍN, D. (2015). Clay hypoplasticity model including stiffness anisotropy. *Géotechnique*, 64(3), 232-238.
- Mašín, D., & Rott, J. (2013). Small strain stiffness anisotropy of natural sedimentary clays: review and a model. *Acta Geotechnica*.
- Menkiti, C. (1995). Behaviour of clay and clayey-sand with particular reference to principal stress rotation. *Ph.D. thesis, Imperial College London*.
- Menzies, B., & Arthur, J. (1972). Inherent Anisotropy in a sand. *Géotechnique*, 22(1), 115-128.
- Meyerhof, G. (1978). Bearing capacity of anisotropic cohesionless soils. *Canadian Geotechnical Journal*, 15, 592-595.
- Minh, A., Nishimura, S., & Jardine, R. (2007). Shear strength anisotropy of natural London Clay. *Géotechnique*, 57(1), 49-62.
- Mitchell, R. (1972). Some deviations from isotropy in a lightly overconsolidated clay. *Géotechnique*, 22(3), 459-467.
- Ng, C., Leung, E., & Lau, C. (2004). Inherent anisotropic stiffness of weathered geomaterial and its influence on ground deformations around deep excavations. *Canadian Geotechnical Journal*, 41(1), 12-24.

- Niemunis, A. (2003). Extended hypoplastic models for soils. *Schriftenreihe des Institutes für Grundbau und Bodenmechanik der Ruhr-Universität Bochum. Habilitation. Heft 34.* Germany.
- Niemunis, A., & Herle, I. (1997). Hypoplastic model for cohesionless soils with elastic strain range. *Mechanics of Cohesive-frictional Materials*, 2(4), 279–299.
- Nishimura, S. (2005). *Laboratory study on anisotropy of natural london clay.* London : Imperial College London, Ph.D Thesis.
- Nishimura, S. (2014a). Assessment of anisotropic elastic parameters of saturated clay measured in triaxial apparatus: Appraisal of techniques and derivation procedures. *Soils and Foundations*, 54, 364-376.
- Nishimura, S. (2014b). Small-strain stiffness characteristics of natural sedimentary clays interpreted with cross-anisotropic elasticity model. *Géotechnique*, 64(12), 981-996.
- Oda, M. (1972). Initial fabrics and their relations to the mechanical properties of granular materials. *Soils and Foundations*, 12(1), 17-36.
- Olsen, H., Nichols, R., & Rice, T. (1985). Low gradient permeability measurements in a triaxial system. *Géotechnique*, 35(2), 145-157.
- Pane, V., Croce, P., Znidarcic, H., & Ko, H. (1983). Effects of consolidation on permeability measurements for soft clays. *Géotechnique*, 33(1), 67-72.
- Pennington, D. (1999). *The anisotropic small strain stiffness of Cambridge Gault Clay.* United Kingdom : University of Bristol, Ph.D Thesis.
- Phillips, A., & Arthur, J. (1975). Homogeneous and layered sand in triaxial compression. *Géotechnique*, 25(4), 799-815.
- Pierpoint, N. (1996). *The prediction and back analysis of excavation behaviour in Oxford Clay.* United Kingdom: University of Sheffield, Ph.D Thesis.
- Poblete, M., Fuentes, W., & Triantafyllidis, T. (2016). On the simulation of multidimensional cyclic loading with intergranular strain. *Acta Geotechnica*, 11, 1263–1285.
- Prashant, A. P. (2005). A laboratory study of normally consolidated Kaolin Clay. *Canadian Geotechnical Journal*, 42(1), 27-37.
- Ratananikoma, W., Likitlersuang, S., & Yimsiri, S. (2012). An investigation of anisotropic elastic parameters of Bangkok Clay from vertical and horizontal cut specimens. *Geomechanics and Geoengineering*, 15-27.

- Roscoe, K. (1953). An apparatus for the application of simple shear to soil samples. *Proceedings of 3rd International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 1, 186.
- Saada, A., & Townsend, F. (1981). State of the art - laboratory strength testing of soils. In *Laboratory Shear Strength of Soil. American Society for Testing and Materials*, 740, 7-77.
- Siddiquee, M., Tanaka, T., Tatsuoka, F., Tani, K., & Morimoto, T. (1999). Numerical simulation of bearing capacity characteristics of strip footing on sand. *Soils and Foundations*, 39(4), 93-109.
- Smith, P. (1992). *The behaviour of natural high compressibility clay with special reference to construction on soft ground*. London : Imperial College London, Ph.D Thesis.
- Spencer, A. (1982). The formulation of constitutive equation for anisotropic solids. *Mechanical behaviour of anisotropic solids*.
- Tatsuoka, F. (1988). Some recent development in triaxial testing systems for cohesionless soils. *Advanced triaxial testing of soils and rocks*, 977, 7-67.
- Tatsuoka, F., & Shibuya, S. (1991). Deformation characteristics of soil and rocks from field and laboratory tests. *Proc. 9th Asian Regional Conf. Soil Mechanics and Foundation Engineering*, 101-170.
- Townsend, F. (1985). Geotechnical Characteristics of Residual Soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 111(1), 77-94.
- Vardanega, P., & Bolton, M. (2013). Stiffness of Clays and Silts: Normalizing Shear Modulus and Shear Strain. *Journal of geotechnical and geoenvironmental engineering*, 139, 1575-1589.
- Viggiani, G., & Atkinson, J. (1995). Stiffness of fine-grained soil at very small strains. *Géotechnique*, 45(2), 249-265.
- Ward, W., Marsland, A., & Samuels, S. (1965). Properties of the London Clay at the Ashford Common Shaft: in-Situ and Undrained Strength Tests. *Géotechnique*, 15(4), 321-344.
- Wesley, L. (1974). Structural behavior of residual soils of the continually wet highlands of Papua New Guinea – Discussion. *Géotechnique*, 23, 471-494.
- Wesley, L. (1990). Influence of structure and composition on residual soils. *Journal of Geotechnical Engineering*, 166(4), 589-603.
- Whittle, A., DeGroot, D., Ladd, C., & Seah, T. (1994). Model prediction of anisotropic behavior of Boston blue clay. *American Society of Civil Engineers - Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 120(1), 199-224.

- Wichtmann, T., & Triantafyllidis, T. (2017). Monotonic and cyclic tests on kaolin: a database for the development, calibration and verification of constitutive models for cohesive soils with focus to cyclic loading. *Acta Geotechnica*, 1-26.
- Wolffersdorff, P. (1996). A hypoplastic Relation for Granular Materials with a Predefined Limit State Surface. *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 1, 251-271.
- Wroth, C., & Houlsby, G. (1985). Soil mechanics – property characterisation, and analysis procedures. *Proceedings of the 11th international conference on soil mechanics and foundation engineering*, 1, 1–55.
- Yang, Z., Li, X., & Yang, J. (2008). Quantifying and modelling fabric anisotropy of granular soils. *Géotechnique*, 58(4), 237-248.
- Zdravkovi, L. (1996). The stress-strain-strength anisotropy of a granular medium under general stress conditions. *Ph.D. thesis, Imperial College London*.
- Zdravkovic, L., & Jardine, R. (2000). Undrained anisotropy of K0-consolidated silt. *Canadian Geotechnical Journal*, 37(1), 178-200.